



Fernando Massora
Pedro

Eficácia da Aplicação do Ensaio CPTu no Estudo dos
Solos Para Fins Geotécnicos



**Fernando Massora
Pedro**

Eficácia da Aplicação do Ensaio CPTu no Estudo dos Solos Para Fins Geotécnicos

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Geomateriais e Recursos Geológicos, realizada sob a orientação científica de Nuno Bravo de Faria Cruz, Professor Auxiliar convidado do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.

texto Dedico este trabalho à minha esposa e filho pelo incansável apoio.

(opcional)

O júri

Presidente:	Prof. Doutor Fernando Ernesto Rocha de Almeida Professor associado do Departamento de Geociências da Universidade Aveiro
Arguentes:	Prof. Doutor Carlos Manuel Gonçalves Rodrigues Professor associado do Instituto Politécnico da Guarda Prof. Doutora Maria dos Anjos Ribeiro Professora associada do Departamento de Geologia e Ordenamento Territorial da Universidade do Porto
Orientador:	Prof. Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz Professor Auxiliar convidado do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Em primeiro lugar quero agradecer a Deus, pela saúde, força e sabedoria e a sorte de chegar a essa fase da minha vida e terminar com sucesso, mesmo não sendo merecedor de tanta coisa, ele nunca me abandonou. Sem ele não seria possível o meu sucesso.

Ao Prof. Dr. Nuno Bravo de Faria Cruz, sem ele, este trabalho não seria feito, muito obrigado pela paciência, pelo apoio e confiança depositada em mim, espero corresponder da melhor maneira na minha carreira profissional.

A todos os docentes do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro, pelo esforço, paciência e dedicação no processo de ensino e aprendizagem. Agradecimentos também extensivos aos docentes do Departamento de Geologia, da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto.

Aos meus pais e meus irmãos que dedico este feito, por me terem sempre apoiado e nunca deixarem-me sem apoio moral. A vós, devo tudo, o meu sincero obrigado.

A todas as pessoas, que voluntariamente ou involuntariamente, entraram na minha vida e ajudaram. Graças a vocês sou a pessoa que hoje sou e por isso agradeço-vos, principalmente aos meus colegas, amigos e compatriota.

“ (...) Temos uma Sensibilidade que os Outros não têm, de ver o que os Outros não Vêem. Não são só as Rochas, por isso Escolhemos esta Profissão.”

Narciso Ferreira

palavras-chave

Ensaaios “In-Situ”, CPTu, Solos.

resumo

A presente dissertação tem por objectivo principal apresentar avaliar a aplicação do ensaio CPTu, na sondagem de simples reconhecimento, visando uma melhor caracterização de perfis de solos para fins geotécnicos. Verificar a adequabilidade dos ensaios às condições do solo, por meio de proposições de classificação de comportamento de solos e da estimativa de parâmetros geotécnicos, assim como as possíveis correlações, teóricas e empíricas, entre os dados dos ensaios. Foram utilizados ensaios de cone, mecânico e eléctrico. As propostas para classificação dos tipos de solo, através do CPT, utilizadas indicaram duas camadas distintas a primeira de solos de comportamento arenosos a siltoarenosos e a segunda de solos de comportamento siltosos a siltoargilosos, em concordância com a classificação obtida em laboratório. As proposições utilizadas para estimativa de parâmetros geotécnicos tiveram que ser ajustadas para o solo do campo experimental. A correlação para a região em estudo foi usado o valor de N_k igual á 14. Na presente dissertação foram usadas quatro furações para o ensaio CPTu.

Os resultados da caracterização numérica com base nesses parâmetros, foram expostos de forma a verificar a eficácia deste ensaio na determinação dos parâmetros físicos e mecânicos associados as formações. O caso prático que suporta tal verificação, enquadra-se numa campanha de prospecção geológica-geotécnica realizada no âmbito de obras realizada sob direcção da Mota-ENGIL.

keywords

In Situ testing, CPTu, Soils.

abstract

The present dissertation aims to evaluate the implementation of the present main essay CPTu in simple probing reconnaissance, aiming at a better characterization of soil profiles for geotechnical purposes. Check the suitability of the conditions of the soil, through the classification of propositions behavior of soils and estimation of geotechnical parameters, as well as the possible correlations, theoretical and empirical, between the test data. Cone tests were used, mechanical and electrical. The proposals for classification of soil types, through the CPT used indicated two distinct layers the first of sandy soil behavior to sandy-silt and the second of the silt behavior silt-clay soils, in accordance with the classification obtained in the laboratory. The propositions used to estimate of geotechnical parameters had to be adjusted to the soil of the experimental field. The correlation for the region under study was used the N_k value equal to 14. In this dissertation were used four hurricanes CPTu testing.

The results of numerical characterization based on these parameters, were exposed in order to verify the effectiveness of this test in the determination of physical and mechanical parameters associated with the formations. The case study which supports such verification, fits in a prospecting campaign-held as part of geotechnical works performed by the Directorate of Mota-ENGIL.

Mots-clés:

Essais, « In Situ », CPTu, Sols..

Résumé

La présente thèse a pour objectif d'évaluer l'application de l'essai principal actuel CPTu dans la simple reconnaissance de palpation, visant à une meilleure caractérisation des profils de sol à des fins géotechniques. Vérifier l'adéquation des conditions du sol, par le biais de la classification du comportement des propositions des sols et estimation des paramètres géotechniques, ainsi que les corrélations possibles, théoriques et empiriques, entre les données de test. Cône tests ont été utilisés, mécaniques et électriques. Les propositions relatives à la classification des types de sols, par le biais de la CPT utilisé indiqués deux couches distinctes, la première du comportement d'un sol sablonneux à siltoarenosos et le second des comportement siltosos de siltoargilosos des solos, conformément à la classification obtenues en laboratoire. Les propositions pour estimer des paramètres géotechniques devaient être ajustée sur le sol du champ expérimental. La corrélation pour la région étudiée a été utilisée la valeur N_k égale à 14. Dans ce mémoire utilisés quatre ouragans CPTu testaient.

Les résultats de la caractérisation numérique basé sur ces paramètres, ont été exposées afin de vérifier l'efficacité de ce test dans la détermination des paramètres physiques et mécaniques associés aux formations. L'étude de cas qui soutient cette vérification faite, s'inscrit dans une prospection campagne-qui s'est tenue dans le cadre de travaux géotechniques effectués sous la direction de la Mota-ENGIL

Índice Geral

Capítulo I: Introdução	1
1.0 Enquadramento Geotécnico	1
1.1 Objectivos	3
1.2 Considerações Iniciais	4
Capítulo II: Revisão Bibliográfica (Ensaio CPTu)	5
2.1 Introdução	5
2.1 História do CPTu	5
2.2 Equipamento de Ensaio	6
2.3 Modo de Execução do Ensaio (CPTu)	10
2.3.1 Erros Comuns	11
2.3.2 Campos de Aplicação	12
2.4 Normas de Ensaio	13
2.5 Vantagens e Desvantagens	13
2.6 Parâmetros de Ensaio	14
2.6.1 Resistência de Ponta	14
2.6.2 Atrito Lateral	15
2.6.3 Pressão dos Poros (U_2)	15
2.7.0 Parâmetros Normalizados	15
2.7.1 Resistência de Ponta Normalizada (Q_T)	15
2.7.2 Razão de Atrito Normalizado (F_T)	16
2.7.3 Razão Poro-Pressão (B_q)	16
2.7.4 Razão de Atrito	17
2.8.0 Dedução dos Parâmetros Geotécnicos	17
2.8.1 Tipos de Solos	17
2.8.2 Ângulo de Atrito dos Solos Arenosos	20
2.8.3 Coesão não Drenada de Solos Argilosos	22
2.8.4 Módulo de Deformabilidade	23
2.9.0 Modulo Sísmico SCPTu	25
2.9.1 Considerações Iniciais	26
2.9.2 Ensaio Sísmico	26
2.9.3.0 Propagação das Ondas o Solo	27
2.9.3.1 Meio Elástico	27
2.9.3.2 Tipos de Ondas	28
2.9.4 Lei de Snell	30
2.10 Parâmetros Geotécnicos a Partir de Ensaio Geofísicos	32
2.10.1 Módulo de Elasticidade	32
2.10.2 Coeficiente de Poisson	33
2.10.3 Estimativa de G_0 a Partir dos Ensaio SCPTu	33

2.11 Aquisição e Processamento de Dados Sísmicos	35
2.12 Ensaio com Sísmica SCPTu	35
Capítulo III:	37
3.0 Caso Prático. Análise e Interpretação dos Resultados.	37
3.1 Considerações Iniciais	37
3.2 Enquadramento Geológico	37
3.3 Campanha de Ensaios	39
3.4 Parâmetros Básicos de Ensaio CPTu	40
3.5 Identificação das Formações Atravessadas	47
3.6 Determinação dos Pesos Volúnicos a partir das Cartas de Identificação	50
3.7 Parâmetros Normalizados	51
3.8 Parâmetros Físicos e Mecânicos	52
Capítulo IV:	64
4.0 Análise e Discussão Dos Resultados	64
Capítulo V:	70
5.0 Conclusões do Trabalho	70
Capítulo VI: Bibliografia e Web-grafia	72

Índice de Figuras

Fig. 2.1: Evolução dos ensaios CPT /CPTu (Portal da oficina de textos).....	6
Fig. 2.2: Esquema do piezocone (Penna)	7
Fig. 2.3: Data-logger CPTu (Rocha., 2005).....	7
Fig. 2.4: Caixa de controlo de profundidade e cabo de ligação de profundidade (Rocha, 2005)	8
Fig. 2.5: Equipamento de penetração (Penna)	8
Fig. 2.6: Esquema de montagem equipamento CPTu (Robertson,1990) e da ligação ao módulo sísmico (S).....	9
Fig. 2.7: Classificação de solos a partir do CPT com ponteira mecânica (Schmertmann, 1978)	18
Fig. 2.8: Classificação de solos com base no CPTu de acordo com Robertson et al (1986)	18
Fig. 2.9: Classificação de solos com base CPT/CPTu de acordo com Robertson (1990).....	19
Fig. 2.10: Ângulo de atrito (Robertson & Campanella, 1983).....	20
Fig. 2.11: Avaliação do ângulo de atrito com base nas teorias de Durgonuglu e Mitchell (1975)	21
Fig. 2.12: Estimativa de OCR e K_0 a partir de s_u/σ'_{v0} e índice de plasticidade (Adaptado)	25
Fig. 2.13: Esquema do piezocone (Rodrigues, 2010).....	26
Fig. 2.14: Curva típica tensão versus deformação de um material sólido (adaptado Kearkey, 2009)	28
Fig. 2.15: Ondas P ou Copressionais (John et al, 2008)	29
Fig. 2.16: Ondas Sou Transversais (John et al, 2008)	29
Fig. 2.17: Ondas Love (John et al, 2008)	29
Fig. 2.18: Ondas Rayleigh (John et al, 2008)	30
Fig. 2.19: Direcção da propagação da onda reflectida e refractada (Kearkey, 2009)	31
Fig. 2.20: Relação entre o módulo de cisalhamento máximo e a resistência de ponta, considerando as variações de tensão efectiva. (Mayne e Mix, 1993).	34
Fig. 2.21 Geração de ondas: a) P; b) S (Cruz, 2010)	36
Fig. 3.1: Vista da Zona de Sondagem por Imagem Google.....	37
Fig. 3.2: Excerto da Carta Geológica de Alenquer (Folha 30-D) com Localização da área estudada.	38
Fig. 3.3: Registo em Profundidade dos Dados de Origem Referente ao Ensaio RA1	43
Fig. 3.4: Registo em Profundidade dos Dados de Origem Referente ao Ensaio VA4	44
Fig. 3.5: Registo em Profundidade dos Dados de Origem Referente ao Ensaio RG2	45
Fig. 3.6: Registo em Profundidade dos Dados de Origem Referente ao Ensaio RC2	46
Fig. 3.7: Projecção dos Dados de Ensaio RA1 Sobre a Carta de Robertson, 1986.....	47
Fig. 3.8: Projecção dos Dados de Ensaio VA4 sobre a Carta de Robertson, 1986.	47
Fig. 3.9: Projecção dos Dados do Ensaio RG2 sobre a Carta de Robertson, 1986.	48
Fig. 3.10: Projecção dos Dados do Ensaio RC2 sobre a Carta de Robertson, 1986.	48
Fig. 3.11: Variação do I_c em Profundidade para os Quatro Ensaios	49
Fig. 3.12: Aspectos dos Perfis Relativos aos Parâmetros Físicos e Mecânicos do Ensaio Sondagem RA1	55
Fig. 3.13: Gráficos dos Perfis Relativos aos Parâmetros de Resistência do Ensaio RA1	56
Fig. 3.14: Aspectos dos Perfis Relativos aos Parâmetros Físicos e Mecânicos do Ensaio VA4	57

Fig. 3.15: Aspectos dos Perfis Relativos aos Parâmetros de Resistência do Ensaio VA4.....	58
Fig.3.16: Aspectos dos Perfis Relativos aos Parâmetros Físicos e Mecânicos do Ensaio RG2.....	59
Fig. 3.17: Aspectos dos Perfis Relativos aos Parâmetros de Resistência do Ensaio RG2	60
Fig. 3.18: Gráficos dos Perfis Relativos aos Parâmetros Físicos e Mecânicos do Ensaio RC2	61
Fig. 3.19: Gráficos dos Perfis Relativos aos Parâmetros de Resistência do Ensaio RC2	62
Fig. 4.1: Esquema do Zonamento Geotécnico (Autor, 2014)	66
Fig. 4.2: Legenda do Esquema de Zonamento Geotécnico (Autor, 2014).....	67

Índice de Tabelas

Tab. 2.1: Principais Causas de Erros e os Efeitos (Kulhawy, 1983).....	11
Tab. 2.2: Campo de Aplicação de teste “in situ” (Adaptado de Cruz, 2010).....	12
Tab. 2.3: Qualidade dos Parâmetros Deduzidos (Adaptado de Cruz, 2010)	12
Tab. 2.4: Correlação entre métodos gráficos e numéricas (Jefferies & Davies, 1993).....	20
Tab. 3.1: Resumo dos Parâmetros Básicos dos Ensaios RA1 e RC2	41
Tab. 3.2: Resumo dos Parâmetros Básicos dos Ensaios RG2 e VA4	42
Tab. 3.3 Estimativa de Baridade (Robertson, 1986).....	50
Tab. 3.4: Resumo dos Parâmetros Normalizados	51
Tab. 3.5: Resumo dos Parâmetros Normalizados	52
Tab. 3.6: Resumo dos Parâmetros Físicos e Mecânicos dos Ensaios	53
Tab. 3.7: Resumo dos Parâmetros Físicos e Mecânicos dos Ensaios	54
Tab. 4.1: Parametrização Geotécnica	68

Lista de Abreviaturas

CPT	Cone Petration Test
CPT (Elect)	Cone Petration Test Eléctrico
CPT (Mec)	Cone Petration Test Mecânico
CPTu	Cone Petration Test Undrened
DMT	Dilatómetro de Marchetti
DPs	Dynamic Probing
Fig.	Figura
Hz	Hertz
Khz	Kilo hertz
KN/m ³	Kilo Newtons por Metros Cúbicos
Kpa,	Kilo pascais
m	Metros
m/s	Metros por Segundo
Mpa	Mega pascais
mv/g	milivolts por grama
SCPTu	Seismic Cone Petration Test Undrened
SDMT	Seismic Dilatómetro de Marchetti
SPT	Standard Penetration Test
SPT-T	Standard Penetration Test
Tab.	Tabela

Capítulo I: Introdução

1.0 Enquadramento Geotécnico

É notório que nos dias de hoje, existe uma grande complexidade de construção de edifícios, assim exigindo cada vez mais segurança, e tempo de vida útil do edifício, estes aspectos fazem com que haja um grande desafio da parte dos técnicos responsáveis pela área de caracterização geotécnica, visto que com base nessa caracterização pode-se avaliar a resposta dos solos no que diz respeito a resistência e deformabilidade. É indispensável uma boa caracterização geotécnica, se precisamos de ter uma construção com um bom suporte, um tempo de vida longo e consequentemente seguro.

Para podermos fazer uma boa caracterização geotécnica e que seja de confiança, recorreremos aos diversos testes que podem ser realizados sobre o material a ser usado de modo a ter informação sobre este. Para a realização de tais testes usamos vários tipos de ensaio, que podem ser laboratoriais ou então “in situ”.

Tal como os de laboratório, os ensaios “in situ” são fundamentalmente importantes para a determinação das propriedades geotécnicas dos materiais. Em comparação com os ensaios laboratoriais, os ensaios “in situ” são menos dispendiosos, são mais representativos, no que diz respeito às variações do terreno em estudo, abrangendo volumes de material maior sobre as condições naturais do terreno.

De acordo com Lopes (2008), os ensaios “in situ”, podem ser divididos em dois tipos. Ensaio de zonamento e ensaios específicos.

Os ensaios de zonamento destinam-se a diferenciação das unidades geotécnicas, permitindo assim um zonamento genérico. Este ensaio é considerado de fácil e rápida execução. Neste grupo engloba-se SPT, DP's, CPT, DMT e PMTs.

Os ensaios específicos formam o segundo tipo de ensaios “in situ” em que os parâmetros geotécnicos são avaliados de forma directa. Em geral são ensaios dispendiosos e de execução especializada, e lenta na maioria dos casos, fazendo com que a sua utilização só seja justificada em zonas críticas de solicitação por parte da obra.

O ensaio geotécnico mais usado para determinação de parâmetros é ensaio SPT. Por outro lado este fornece um único índice para determinação de vários outros parâmetros. Em função disto foram desenvolvidos recentemente outros ensaios que permitem a determinação de mais parâmetros na mesma técnica, denominados ensaios híbridos, como é o caso de SPT-T e o SCPTu, de entre outros.

Schnaid et al (1998) sugerem a utilização de ensaios com cone sísmico para avaliação do tipo de solo a partir da relação G_0/q_c . Segundo Giacheti (1999) a utilização de um parâmetro de rigidez (G_0) relacionado a um parâmetro de resistência (q_c) ou o índice de resistência do SPT, pode vir a ser mais apropriada para o entendimento do comportamento do solo, contribuindo assim, para um desenvolvimento mais racional da engenharia de fundações em solos.

De acordo com Cruz (2010), “Geralmente partindo de três medições (resistência de ponta, de atrito lateral e poro-pressões) os resultados dos testes CPTu permitem a avaliação de dados geotécnicos importantes com alta qualidade, relacionada com a história, estratigrafia, tensões, resistência e deformabilidade”.

De uma forma geral a combinação de ensaios “*in situ*” e ensaios laboratoriais acaba sempre dando uma maior e mais confidente informação sobre o comportamento do terreno, e as características geotécnicas mais complexas de maneira a obtermos uma informação com poucas margens de dúvidas. Assim o autor da presente dissertação não deixa de lado a recomendação de uso dos ensaios laboratoriais, visto que elas completam a informação geotécnica necessária para um estudo completo e mais.

1.1 Objectivos

Objectivo Geral:

- Avaliar a aplicação do ensaio CPTu, na caracterização de horizontes de solos.

Objectivo Especifico:

- ✓ Estudar as vantagens do uso integrado de ensaios de penetração na caracterização de solos;
- ✓ Avaliar a fiabilidade da informação do ensaio para a previsão do comportamento geotécnico dos solos a partir dos parâmetros;
- ✓ Analisar o desempenho do sistema para a realização de ensaio CPT, em conjunto com a medição das velocidades sísmicas;
- ✓ Dar continuidade a pesquisas que têm sido realizadas para uma melhor caracterização de solos, a partir de ensaios geofísicos.

1.2 Considerações Iniciais

O ensaio SPT é um dos ensaios “in-situ” de determinação das condições mecânicas dos solos mais vulgarmente utilizados em todo o mundo. Comparativamente com outros tipos de ensaios de penetração, algumas das características que terão contribuído para este facto são a sua simplicidade operacional, rapidez de execução, recuperação de amostras de solo e baixo custo, aliadas a uma elevada experiência acumulada com a sua aplicação. Este ensaio tem, no entanto, algumas limitações importantes, de que se destaca o modo de penetração (dinâmico) e o tipo de resultado (numero de pancadas). Além disso, os seus resultados podem ser facilmente afectados por factores externos tais como equipamentos, modo de execução e profissionalismo do operador, (Kulhawy et al, 1990; Schnaid, 2000).

Os ensaios CPT (ensaio de penetração estática) e CPTu (piezocone) são considerados internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. O princípio do ensaio consiste na cravação no terreno de uma ponteira cónica (60° de ângulo de abertura) a uma velocidade constante de 20mm/s. A secção transversal do cone apresenta uma área de 10cm². No ensaio CPT medem-se as resistências de ponta e lateral: q_c e f_s . No ensaio CPTu mede-se ainda a pressão intersticial da água. Ensaio de dissipação do excesso de pressão intersticial gerado durante a cravação do piezocone no solo podem ser interpretados para a obtenção do coeficiente de consolidação.

O Seismic Cone Penetration Test combina a técnica sísmica com o ensaio de referência. Um receptor de sísmica é adicionado ao cone, seguindo a metodologia de ensaio, ensaio down-hole.

Capítulo II: Revisão Bibliográfica (Ensaio CPTu)

2.1 Introdução

Os ensaios “*in situ*” são de extrema importância para o conhecimento geotécnico dos maciços. É através destes ensaios que se obtêm parâmetros tais como a resistência, a deformabilidade, a permeabilidade, e outros. Os ensaios “*in situ*” representam as reais condições do terreno mas deve sempre ter-se em conta a sua representatividade face à totalidade do maciço.

2.1 História do CPTu

Segundo Bjerrum & Flodin (1960), citado por Rodriguez (2013), “*há registros da utilização da metodologia de penetração de cones por John Olsson em 1915, para a determinação da resistência ao cisalhamento de argilas muito moles*”. Há também registos do uso de penetrômetros cónicos portáteis, na década de 30, na Dinamarca, para a obtenção de tensões admissíveis em fundações directas. Há também registos de uso deste ensaio em 1929 nos Estados Unidos da América, mas foi no laboratório de Mecânica dos Solos de Delft, na Holanda, que se desenvolveu, (Portal, <http://geo.web.ua.pt/>). Foi por volta dos anos 30 que se deu a grande revolução deste ensaio na Holanda, razão que ficou vulgarmente conhecido como Cone Holandês. Segundo Penna, o primeiro penetrômetro Holandês foi desenvolvido em 1932 por P. Barentsen, engenheiro da Rijkwaterstaat (Departamento de serviços públicos Holandês). Nesta época, um cone metálico de 10cm² de área e inclinação da ponta de 60° era introduzido no solo por meio de pesos e a pressão para penetração do cone era medida. Begemann, em 1953, desenvolveu o “cone de Begemann”, que media também a resistência ao atrito lateral de maneira muito semelhante aos cones mecânicos actuais. A partir da metade da década de 70, iniciaram-se experiências com cones eléctricos providos de pedras porosas e sensores para leitura da pressão de água. Actualmente, o ensaio é utilizado mundialmente para as mais diversas finalidades de investigação geotécnica. Mesmo assim, só na década de 80 é que se dá a explosão comercial em resultado do desenvolvimento de piezocones (CPTu), que são cones munidos de uma zona porosa ligada a um transdutor, onde é possível obter a pressão da água nos poros

correspondente ao nível hidrostático somado do excesso, criado pela penetração da ponteira cônica no terreno.



Fig. 2.1: Evolução dos ensaios CPT /CPTu (Portal da oficina de textos).

2.2 Equipamento de Ensaio

O equipamento usado no ensaio foi evoluindo com o passar do tempo, desde sua descoberta até aos nossos dias. Basicamente é constituído por piezocone, e um Sistema de Aquisição de dados.

Piezocone: Instrumento que mede a resistência à penetração do cone, a resistência à penetração de uma manga de atrito e a pressão neutra, com um transdutor de pressão na posição padrão (U_2).

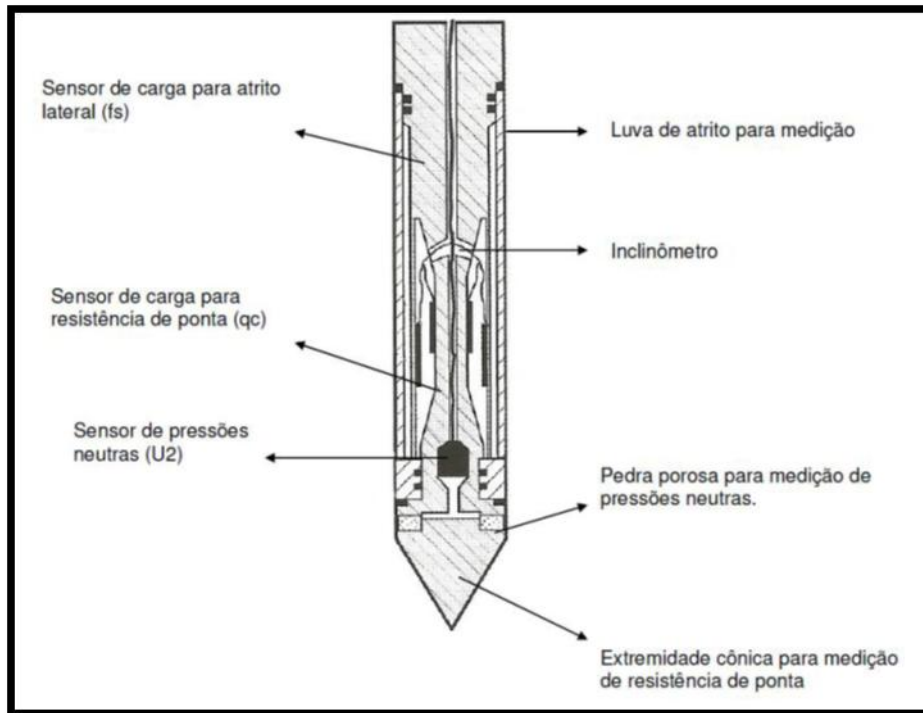


Fig. 2.2: Esquema do Piezocone (Penna)

Data-logger - É uma caixa de aquisição onde é armazenada toda a informação proveniente da ponteira e da caixa de controlo de profundidade.



Fig. 2.3: Data-logger CPTu (Rocha., 2005)

Caixa de controlo de profundidade: regista a profundidade em que se encontra o cone e sincroniza a informação com as resistências de ponta, atrito lateral, e pressões neutras.



Fig. 2.4: Caixa de controlo de profundidade e cabo de ligação de profundidade (Rocha, 2005)

Equipamento de Cravação: É o sistema de cravação do cone, o qual deve ser pesado, de maneira a poder permitir a cravação do cone em terrenos mais resistentes. Geralmente são usados camiões, veículos atrelados ou equipamentos com lagarta.



Fig. 2.5: Equipamento de Penetração (Penna)

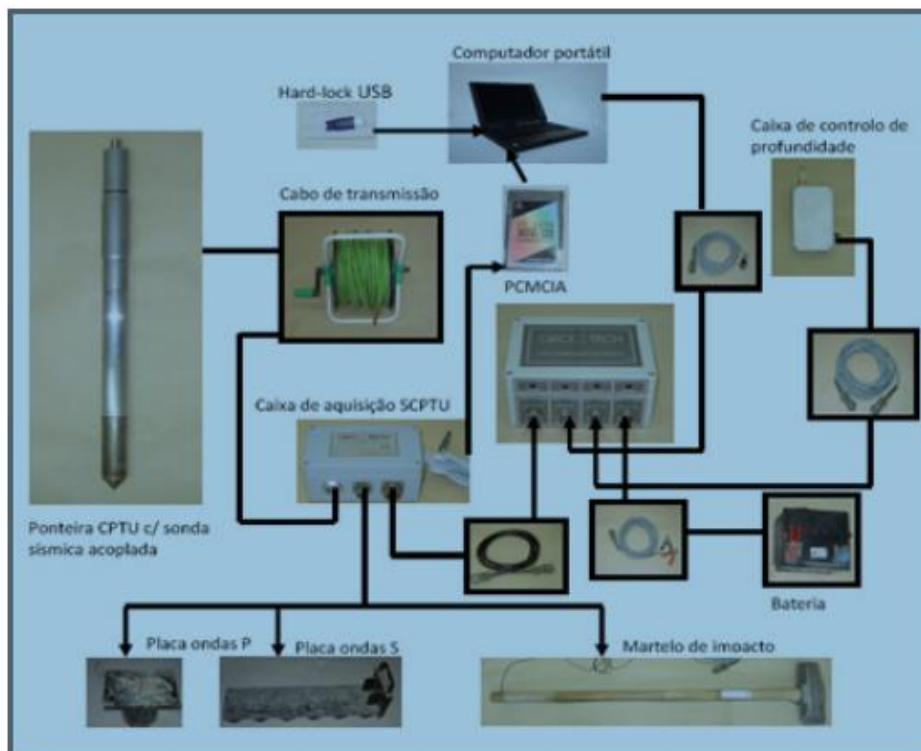


Fig. 2.6: Esquema de montagem equipamento CPTu (Robertson,1990) e da ligação ao módulo sísmico (S)

2.3 Modo de Execução do Ensaio (CPTu)

Como qualquer outro tipo de ensaio, a execução deste ensaio é regido por uma norma, que será referida mais em frente neste capítulo, onde são definidas todas as particularidades do ensaio como, dimensões do cone, ou como avaliar os resultados finais. Este é um ensaio com algumas limitações quanto à profundidade a atingir, dependendo da resistência do terreno e da capacidade de cravão oferecida pela máquina. No entanto, geralmente o estudo, é pedido até os 30m de profundidade. A execução de um ensaio CPT prevê a realização das seguintes etapas:

- Localização dos pontos de ensaio;
- Instalação do equipamento do ensaio;
- Execução do ensaio;
- Preparação e elaboração do boletim individual dos ensaios;
- Preparação dos perfis do subsolo;
- Elaboração do relatório final.

O ensaio de penetração estática (Cone Penetration Test) consiste na cravação vertical de um cone no solo (de ângulo apical de 60°) com secção transversal normalmente de 10 cm², a uma velocidade constante de 2 cm/seg. Durante a penetração do cone mede-se a resistência à penetração da ponta (q_c) o atrito lateral unitário ao longo de uma manga localizada acima da ponteira (f_s). O ensaio CPTu (piezocone) permite medir também, a poro-pressão que é gerada durante a penetração. A reacção necessária para a penetração é dada pelo próprio peso do veículo ou por fixação no terreno. As leituras destes parâmetros realizam-se e visualizam-se em tempo real a intervalos de 2 cm, com o que se obtém um detalhado perfil do solo em profundidade. Estes ensaios têm como objectivos determinar o perfil de solo; determinar a capacidade de carga de fundações; simular o comportamento de estacas é avaliar parâmetros geotécnicos. O CPTu é um método rápido, confiável e económico para se determinar a estratigrafia, densidade relativa, coesão não drenada de solos argilosos, ângulo de atrito de solos arenosos, módulos de deformabilidade confinado e distorsional, estado e história de tensões, bem como as pressões de equilíbrio da água no solo.

2.3.1 Erros Comuns

Embora existam normas para a execução correcta do ensaio, é contudo necessário ter cuidado para que os resultados obtidos sejam os que correspondem á realidade do terreno. Para tal é preciso que tenhamos em conta os seguintes aspectos que podem influenciar os resultados. Segundo Kulhawy (1983), as principais fontes de erro associadas ao ensaio são as indicadas na tabela 2.1.

Tab. 2.1: Principais Causas de Erros e os Efeitos (Kulhawy,1983)

Causa	Efeito	Influência
Cascalho ou seixo presentes nos solos	Impede a penetração, podendo conduzir à quebra de varas ou ponteira; desvios à verticalidade	Aumento significativo de q_c Aumento ou diminuição de q_c e f_s
Desgaste na ponteira	Variações das dimensões padronizadas	Aumento ou diminuição ligeiros de q_c e f_s
Encravamento da manga de atrito (ponteira mecânica) por partículas do solo	Leituras erradas do atrito lateral unitário	Aumento significativo de f_s (pode atingir valores da ordem de 80%)
Atrito nas varas interiores (ponteira mecânica)	Impede o movimento livre das varas interiores	Aumento de q_c e f_s
Solos duros (ponteiras mecânicas)	Conduz a uma compressão elástica das varas interiores	Impossibilidade de obter leituras de q_c e f_s
Entrada de água (ponteiras eléctricas)	Disfuncionalidades nas leituras	Aumento ou diminuição de q_c e f_s
Calibrações mal executadas (ponteiras eléctricas)	Medições pouco precisas	Aumento ou diminuição de q_c e f_s

2.3.2 Campos de Aplicação

Cada teste tem suas próprias vantagens e limitações, que são diferentes em todos os casos de estudos em que se vai realizar. Assim, as informações que são obtidas, trazem confiança em parâmetros de projecto seleccionados, quando mais se observar as exigências de cada ensaio. Nas Tabelas 2.2 e 2.3, estão as sínteses da informação básica relacionada com ensaios “*in-situ*” mais frequentemente utilizados, em termos de características gerais, os domínios de aplicação e de qualidade parâmetros derivados, adaptado de Cruz (2010).

Tab. 2.2: Campo de Aplicação de teste “in situ” (Adaptado de Cruz, 2010)

	Tipo de Solo					
	Cascalho	Areia		Lodo	Argila	
		Solto	Denso		Mole	Duro
SPT e DPs	2 a 3	1	1	2	3	3
CPT (Mec)	2 a 3	1	2	1	1	2
CPT(Elect)	3	1	2	1	1	2
SCPTU	3	1	2	1	1	2
DMT	3	1	2	1	1	2

1- Alta; 2- Moderada; 3- Limitada; 4- Impróprio

Tab. 2.3: Qualidade dos Parâmetros Deduzidos (Adaptado de Cruz, 2010)

	Tipo de solo	u	γ	c_u	ϕ	I_D	M	G_0	K_0	OCR	c_v	k
SPT	Furo	--	3	3	3	2	3	3	--	-	--	-
DPs	-	-	--	3	2	3	3	3	--	-	--	--
CPTu	1/1	1	2	2	2	2	3	3	--	3	1/2	2
SCPTu	1/1	1	2	1/2	2	1/2	1/2	1	--	2	1/2	2
DMT	1/1	3	1	1/2	2	1/2	1/2	2/3	2/3	2		
SDMT	1/1	3	1	1/2	2	1/2	1	1	2	2		

1- Alta; 2- Moderada; 3- Limitada; 4- Inadequada

2.4 Normas de Ensaio

O ensaio encontra-se normalizado segundo diversas normas, de que se destacam as seguintes:

- ISO 22476-1-2012 - Geotechnical investigation and testing - Field testing- Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test.
- EN-ISO 22476-15 - Mechanical cone penetration test.
- ASTM-D-3441-95 - Standard Test Method for Deep, Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Tests of Soil.
- ASTM-D-5778 - 12 - Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.

2.5 Vantagens e Desvantagens

Como qualquer outro ensaio, o ensaio com CPTu tem suas vantagens e desvantagens (Robertson e Cabal, 2010), conforme se indica em seguida;

Vantagens da CPT:

- ✓ Perfuração rápida e contínua;
- ✓ Dados repetíveis e confiáveis (não dependente do operador);
- ✓ Base teórica forte para interpretação;
- ✓ Alta precisão;
- ✓ Aquisição e processamento automático dos dados;
- ✓ Baixa perturbação no solo;

Desvantagem da CPT:

- ✓ Investimento relativamente elevado;
- ✓ Requer operadores qualificados;
- ✓ Não tem colheita de amostra de solo;
- ✓ Equipamento e suporte técnico complexo;
- ✓ Baixa resolução horizontal;
- ✓ A penetração pode ser restringida em camadas mais resistentes.

2.6.0 Parâmetros de Ensaio

Durante a realização do ensaio CPTu, existem parâmetros que são obtidos directamente, é o caso: q_c (resistência de ponta), f_s (atrito lateral) e u_2 (poro-pressão) em função da profundidade. Ressalta-se que no ensaio CPTu não há retirada de amostras, ou seja, a caracterização estratigráfica ou classificações dos solos são realizadas com base no comportamento mecânico do substrato.

2.6.1 Resistência de Ponta

A resistência de ponta (q_c) é um dos parâmetros que é obtido directamente durante a realização do ensaio, exprime-se em MPa. A medição deste valor é feita pelo sensor de carga, que se encontra no interior da ponteira, que tem a sua extremidade, mesmo no fundo do cone. O desenvolvimento do piezocone permitiu que, se constataste que no caso de solos saturados, havia erros na medida da resistência de ponta q_c . O erro é devido a acção da água sobre as ranhuras do cone. Campanela et al (1982) propuseram uma correcção da resistência de ponta (q_c) em função de u_2 . A equação (2.1) a seguir apresenta uma proposta para correcção:

$$q_t = q_c + u_2 * (1 - a) \quad (2.1)$$

Onde:

q_t : Resistência de ponta corrigida;

a : área do cone ou relação de área;

2.6.2 Atrito Lateral

Como a Resistência de Ponta, o Atrito Lateral (f_s), também é obtido directamente no ensaio, e exprime-se em Kpa, através de um sensor de carga para atrito lateral. Assim como a resistência de ponta, há erros na medida do atrito lateral devido a acção da água sobre as ranhuras do cone. Quanto à correcção do atrito lateral (f_s), algumas expressões foram propostas, principalmente porque raramente a poro-pressão é medida no topo da luva de atrito (u_3). Pode-se observar através da expressão (2.2) um modelo matemático para correcção das poro-pressões:

$$f_t = f_s - u_2 * (1 - b) \quad (2.2)$$

Onde:

f_t : atrito lateral corrigido;

u_2 : representa a pressão da água nos poros;

b : factor área que depende do penetrómetro (equipamento e fabricante);

2.6.3 Pressão dos Poros (U_2)

As medidas de poro-pressão são realizadas a partir de uma pedra porosa localizada imediatamente acima da ponta cónica, correspondente à posição u_2 , mas o seu registo é através sensor de pressões neutras, que está no interior da ponteira.

2.7.0 Parâmetros Normalizados

Dado que o aumento da profundidade se traduz num impacto directo sobre a resistência à penetração, é útil a normalização dos dados relativamente a este efeito.

2.7.1 Resistência de Ponta Normalizada (Q_T)

No final dos anos 80, Robertson (1990), propôs uma substituição da resistência do cone corrigida q_t , pela resistência de cone normalizada resistência (Q_T) definida pela equação abaixo:

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (2.3)$$

Onde:

q_t : resistência de ponta corrigida; σ_{v0} : tensão vertical; σ'_{v0} :tensão vertical efectiva.

2.7.2 Razão de Atrito Normalizado (F_r)

Assim como para os parâmetros de tensões neutras (B_q) e a resistência de ponta normalizada (Q_T), a razão de atrito normalizado (F_r) só poderão ser determinados caso se tenha medido previamente a tensão vertical, e sabendo o valor de f_s e q_t . Podemos ver isso através da expressão, um modelo matemático para normalização deste parâmetro, é;

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} * 100\% \quad (2.4)$$

Onde:

f_s : atrito lateral;

q_t : resistência de ponta corrigida;

σ_{v0} : tensão vertical;

2.7.3 Razão Poro-Pressão (B_q)

A pressão de poros normalizada em relação á resistência. Sabendo o valor de q_t e u é possível a obtenção de B_q , para tal deve ter sido medido previamente a pressão hidrostática e a tensão vertical, recorreremos para tal a expressão abaixo;

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (2.5)$$

Onde:

u_0 : pressão hidrostática;

q_t : resistência de ponta corrigida;

σ_{v0} : tensão vertical.

2.7.4 Razão de Atrito

A razão de atrito, da mesma maneira que os parâmetros normalizados, este parâmetro também necessita dos dados colhidos durante a realização do ensaio, deste modo recorrendo ao valor f_s , e do q_t , usando a razão entre eles, podemos encontrar R_f , usando a seguinte expressão:

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} * 100\% \quad (2.6)$$

Onde: f_s é o atrito lateral;

q_t é resistência de ponta corrigida;

2.8.0 Dedução dos Parâmetros Geotécnicos

Existe uma forte relação entre as características físicas, mecânicas e o tipo de solo, fundamental para a classificação dos materiais para proceder a sua correcta caracterização. Aqui vamos falar das teorias de classificação e métodos de determinação dos parâmetros para caracterizar as formações. Apesar de tudo é importante a conjugação de ensaios de campo e laboratórios, de forma a ter resultados com maior rigor.

2.8.1 Tipos de Solos

Para a classificação dos solos baseada em diagramas existem diversos acordos estabelecidos segundo o tipo de equipamentos utilizados. Para tal é importante reconhecer que a classificação obtida não reflecte as propriedades granulométricas, mas um guia de comportamento tipo de solo. Para as ponteiras de Begemann, a classificação de maior utilização baseia-se na resistência de ponta e na razão de atrito. O diagrama utilizado é o da figura abaixo.

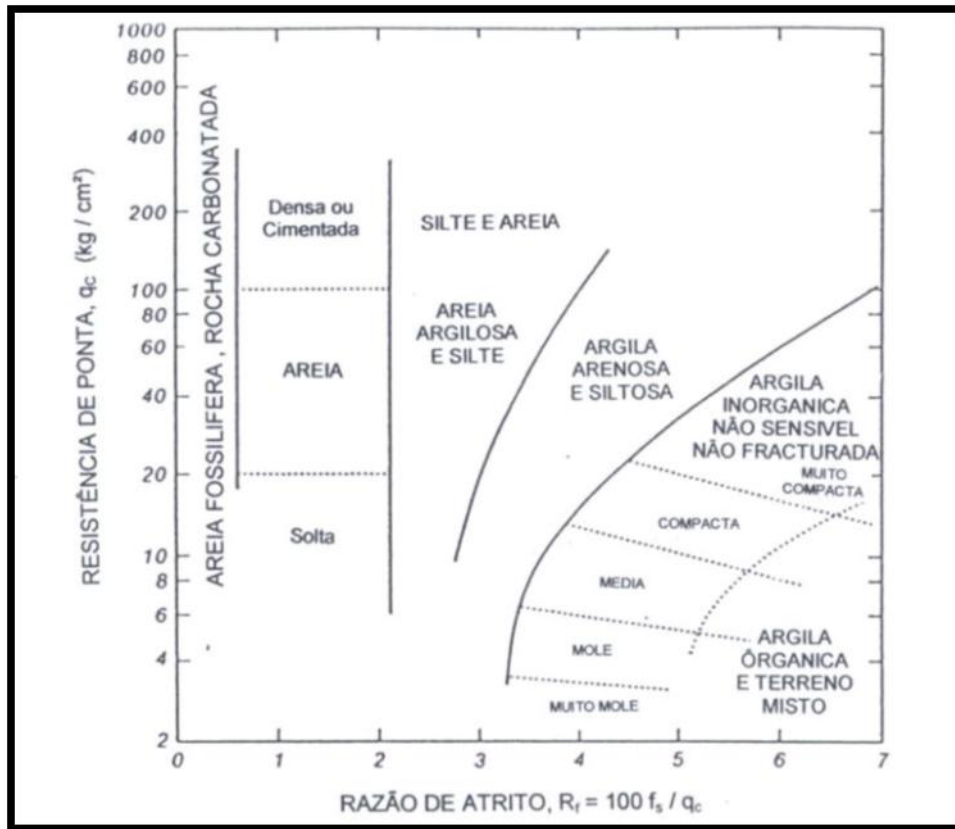


Fig. 2.7: Classificação de solos a partir do CPT com ponteira mecânica (Schmertmann, 1979)

Para Lunne (1997), os penetrómetros de ponta eléctrica e piezocones, mostram que a medição do atrito lateral unitário é menos preciso e confiável que a resistência de ponta. Como forma de ultrapassar este problema vários diagramas tem sido apresentados, destacando-se os de e Robertson et al (1986) e Robertson (1990), evidenciados nas figuras abaixo.

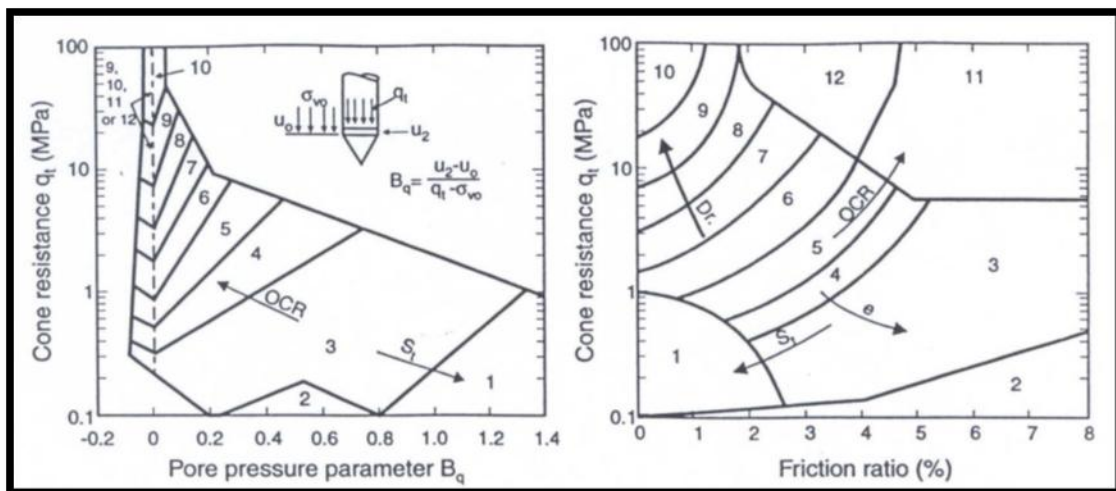


Fig. 2.8: Classificação de solos com base no CPTu de acordo com Robertson et al (1986)

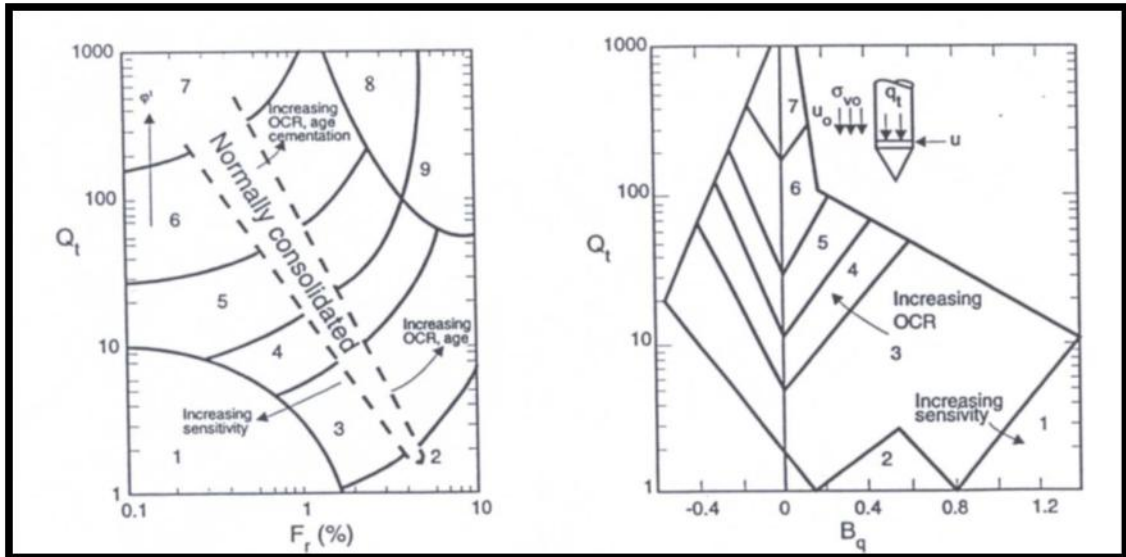


Fig. 2.9: Classificação de solos com base CPT/CPTu de acordo com Robertson (1990)

1.Solos Sensíveis de Granulometria Fina; 2.Material Orgânico; 3.Argilas; 4.Siltos Argilosos a Argila; 5.Argilas Siltosas a Siltos Argilosos; 6.Areias Siltosas a Argilas Siltosas; 7.Siltos Arenosos a Areias Siltosas; 8.Areias a Siltos Arenosos; 9.Areias; 10.Areias com Seixos a Areia; 11.Solos Muitos Duros de Granulometrias Fina*; 12.Areias a argilas Arenosas Muito Duras*.

* Formações sobre consolidadas ou com estruturas de cimentação.

Para além destes métodos gráficos existe ainda uma representação numérica dos solos conforme proposto por Jefferies and Davies (1993), quando tentavam usar em simultâneo os três parâmetros normalizados (Q_T , F_T e B_q), usados na classificação anterior separadamente. Estes parâmetros normalizados, são utilizados no desenvolvimento de um índice de classificação (I_c), que conjuga a influencia do conjunto ($q_t \cdot (1 - B_q)$) e a razão de atrito normalizada (F_T), conforme a expressão:

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log[q_t(1 - B_q)]\}^2 + [1.5 + 1.3 * (\log F_T)]^2} \quad (2.7)$$

Onde: Q_T é a resistência de ponta normalizada; B_q é a poro-pressão normalizada e F_T é a razão de atrito normalizada.

Tab. 2.4: Correlação entre métodos gráficos e numéricas (Jefferies & Davies, 1993)

Classificação do Solo	Zona (Robertson, 1986)	Intervalo do Índice de Classificação
Solos Argilosos Orgânicos	1,2	$I_c > 3.22$
Argilas	3,4	$2.82 < I_c < 3.22$
Misturas Siltosas	5, 6	$2.54 < I_c < 2.82$
Misturas Arenosas	7,8	$1.90 < I_c < 2.54$
Areias	9	$1.25 < I_c < 1.90$
Areias Grosseira	10	$I_c < 1.25$

2.8.2 Ângulo de Atrito dos Solos Arenosos (ϕ')

Nos solos arenosos, a pressão neutra criada pela penetração do cone, é geralmente nula, isto é, exibe comportamentos drenados. A resistência ao corte é expressa em função de ângulo de atrito (ϕ). Os métodos para avaliação deste parâmetro asseguram-se em três categorias principais segundo Lunne et al, (1997):

Correlações Semi-empíricas; Baseia-se directamente em q_c , e na tensão efectiva vertical em repouso, a mais utilizada. Essa correlação é válida para solos predominantemente silicosos, moderadamente compressivos e não cimentados. Em solos muito compressíveis o diagrama abaixo tende a mostrar valor de ângulo de atrito inferiores a situação real;

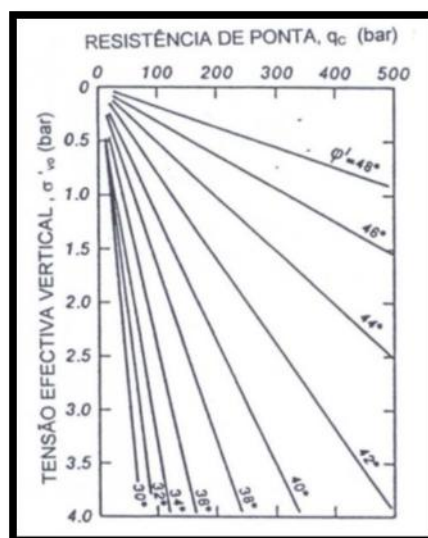


Fig. 2.10: Ângulo de atrito (Robertson & Campanella, 1983)

Teoria de capacidade de carga: No que diz respeito a teoria de capacidade de carga, a solução de maior aprovação é a dos estudos de realizados por Durgonuglu e Mitchell (1975). Como ilustra a figura abaixo.

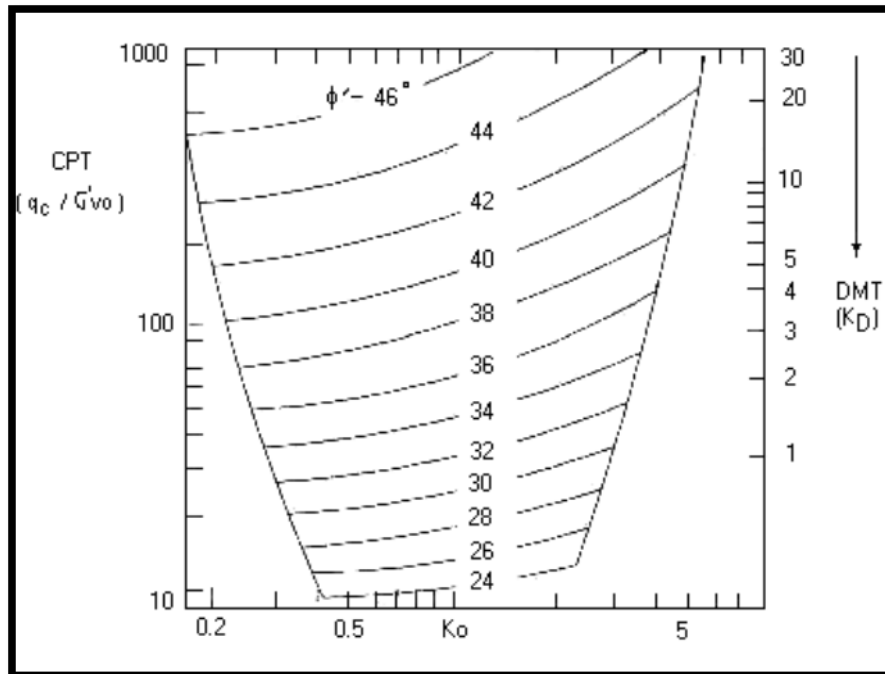


Fig. 2.11: Avaliação do ângulo de atrito com base nas teorias de Durgonuglu e Mitchell (1975)

Mais recentemente.....

Teoria de Expansão Caverosa: Estas correlações não têm sido muito utilizadas pois elas necessitam de dados de difícil obtenção. Desenvolvida por Vesic em 1972, os parâmetros que intervêm no cálculo são a compressibilidade e as características de variação do volume, que requerem um conhecimento da dureza do solo assim como as tensões e as variações volumétricas na zona plástica, parâmetros difíceis de estimar, o que faz com que esta teoria não seja muito utilizada.

2.8.3 Coesão não Drenada de Solos Argilosos

Para cada tipo de solo, existe outros parâmetros para avaliar a resistência ao corte, isto depende de factores como o modo de rotura, anisotropia, taxa de deformação e história das tensões. Desta maneira a resistência ao corte depende da situação de cada projecto. Anisotropia é mais importante em argilas sensíveis e a taxa de deformação mais acentuada em argilas altamente plásticas. As teorias para a avaliação dos parâmetros em causa, podem resultar de duas abordagens teóricas e empíricas.

As teóricas, usam relação entre a resistência de ponta (q_c) e a resistência não drenada (S_u), de forma:

$$q_c = N_k * S_u + \sigma_{v0} \quad (2.8)$$

Onde: N_k é um factor de cone e σ_0 representa a tensão total *in situ*. O factor N_k depende da teoria associada.

As abordagens empíricas podem ser agrupadas em três categorias:

Baseadas na resistência de ponta “total”: utilizando N_k , o factor de cone, a avaliação do parâmetro é conseguida através da expressão:

$$Cu = \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{N_k} \quad (2.9)$$

Baseadas na resistência “efectiva”: é um melhoramento do primeiro, obtido a partir de ensaios com piezocone. Neste caso utiliza-se a resistência de ponta modificada, q_t , em vez de q_c e o factor de cone, N_k , vem igual a:

$$Cu = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_k} \quad (2.10)$$

Baseadas no excesso de pressão neutra: usando o factor de cone, $N_{\Delta u}$, que varia entre 2 e 20, e baseando-se nas teorias de expansão cavitosa e a forma habitual da expressão de cálculo toma a forma:

$$Cu = \frac{\Delta U}{N_{\Delta u}} \quad (2.11)$$

É mais recomendado o uso de referências para calibração como ensaios de Molinete, DMT para permitir um maior rigor no valor médio.

2.8.4 Módulo de Deformabilidade

Lunne & Christophersen (1983), com base em testes em câmara de calibração, relacionados com areias limpas predominantemente siliciosas não cimentados (comportamento drenado), propôs a seguinte correlação para derivar módulos confinados:

$$M_0 = 4 * q_c \quad \text{se } q_c < 10 \text{ MPa} \quad (2.12)$$

$$M_0 = (2 * q_c) + 20 \quad \text{se } 10 < q_c < 50 \text{ MPa} \quad (2.13)$$

$$M_0 = 120 \text{ MPa se } q_c > 50 \text{ MPa} \quad (2.14)$$

Para solos mistos (comportamento parcialmente drenado), Senneset et al. (1988) propôs a seguinte correlação:

$$M_0 = (2 * q_t) \quad \text{se } q_t < 2.5 \text{ MPa} \quad (2.15)$$

$$M_0 = (4 * q_t) - 5 \quad \text{se } 2.5 < q_t < 5 \text{ MPa} \quad (2.16)$$

Mitchell & Gardner (1975) e Kullhawy & Mayne (1990) apresentam correlações para derivar parâmetro M em solos argilosos de silte-argiloso (comportamento alagados):

$$M_0 = \alpha_n * q_c \quad (2.17)$$

α_n é dependente do tipo de solo de resistência de ponta e plasticidade, pode variar de 1 a 8.

Para solos argilosos a silte argilosos Mitchell & Gardner (1975), propuseram a expressão baseada em experiências realizadas em solos constituído por argilas e siltes de baixa plasticidade, argilas e siltes de elevada plasticidade, siltes e argilas de elevada plasticidade, no que resultou na seguinte expressão:

$$M_0 = 8.25 * (q_c - \sigma_{v0}) \quad (2.18)$$

Estas equações, M_0 representa o módulo de elasticidade inicial restrito, q_c é a resistência de ponta, q_t é a resistência de ponta corrigida e σ_{v0} é a tensão total vertical.

2.8.5 História das Tensões

O dimensionamento geotécnico requer o conhecimento da história de tensões do maciço. O grau de sobreconsolidação (OCR) é definido como a razão da máxima tensão que o solo sofreu e a tensão de sobrecarga efectiva actual:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (2.19)$$

Onde: σ'_p – Tensão de pré-consolidação; σ'_{v0} - Tensão efectiva vertical.

Para solos mecanicamente sobre-consolidados, onde a única mudança tem sido a remoção de tensão de sobrecarga, esta definição é adequada. No entanto, para solos cimentados o OCR pode representar grau de cimentação (Cruz, 2010).

Para solos argilosos: Kulhawy and Mayne (1990) sugerem um método muito simples:

$$OCR = K \left[\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right] = K Q_t \quad (2.20)$$

Onde: K – é constante que varia entre 0.2 a 0.5; q_t – Resistência de ponta corrigida; σ_{v0} - Tensão vertical total; σ'_{v0} – Tensão vertical efectiva. O valor médio de $k = 0,33$ pode ser assumido, com um intervalo esperado de 0,2 a 0,5.

Para solos de natureza arenosa, a expressão a seguir apresenta uma aproximação ao OCR, (Mayne & Campanella, 2005).

$$OCR = \left[\frac{0.192x \left(\frac{q_t}{P_{atm}} \right)^{0.22}}{(1 - \sin \phi')x \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_{atm}} \right)^{0.51}} \right]^{\left(\frac{1}{\sin \phi' - 0.27} \right)} \quad (2.21)$$

Onde: P_{atm} – pressão atmosférica (100KPa); q_t – resistência de ponta corrigida (KPa); σ'_{v0} – Tensão vertical efectiva (KPa)

2.8.6 Estado das Tensões

De acordo com, Robertson e Cabal (2010),» *Não há nenhum método confiável para determinar K_0 do CPT. No entanto, em solos argilosos pode ser feita uma estimativa, baseados na estimativa de OCR, como mostrado na Figura abaixo.* Kulhawy and Mayne (1990), Sugerem uma semelhante abordagem, usando:

$$K_0 = 0.1 \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (2.22)$$

Essas abordagens são geralmente limitadas para solos mecanicamente sobre-consolidados. Portanto, eles devem ser considerados apenas como um guia.

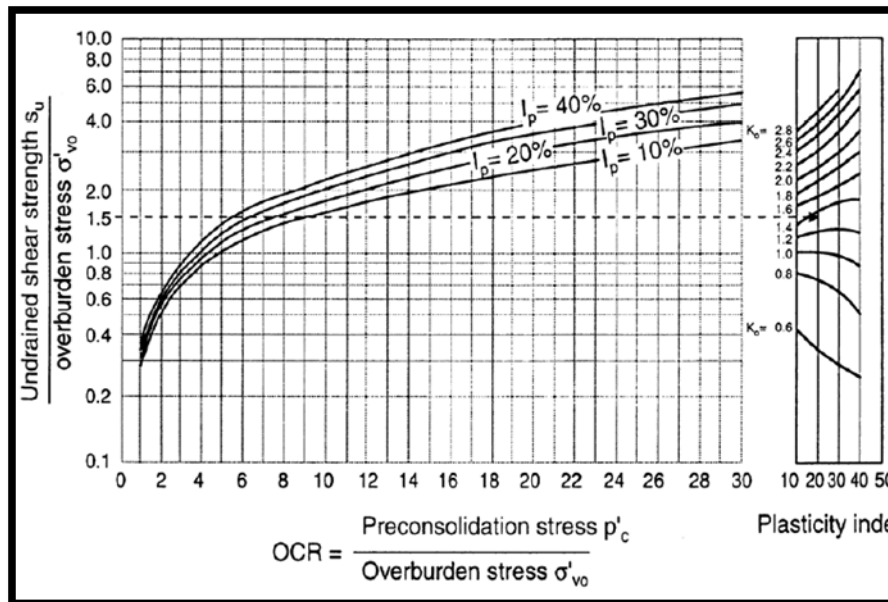


Fig: 2.12: Estimativa de OCR e K_0 a partir de s_u/σ'_{v0} e índice de plasticidade (Adaptado, Robertson & Cabal, 2010)

2.9.0 Modulo Sísmico SCPTu

Este módulo basicamente usa um piezocone idêntico ao CPTu, mas com adição de um elemento que pode ser o acelerómetro ou um geofone, disposto triaxialmente que permite a determinação de velocidade de propagação das ondas S e ondas P (de corte e compressivas). As ondas sísmicas são geradas á superfície, com recurso a fonte sísmica que emite os dois tipos de ondas em separado. A evolução deste ensaio, permite recolher dados relativos ao piezocone (CPTu) e o registro sísmico do tipo S e P.

2.9.1 Considerações Iniciais

No início dos anos 80, houve um grande avanço nos ensaios (CPTu), com a introdução no ensaio de um sistema de aquisição de ondas sísmicas, denominado assim por piezocone sísmico (SCPTu). Este possibilita determinação de parâmetros de velocidade de ondas de corte (V_s), para além dos parâmetros de ensaio do piezocone. Outra vantagem é a velocidade de propagação de ondas sísmicas que pode ser determinada com rapidez, precisão e alta reprodutibilidade.

O cone quando cravado, proporciona um contacto com o solo e o geofone muito eficiente, que possibilita uma boa recepção do sinal. O ensaio consiste basicamente de inclusão da realização de *down-hole* no ensaio de piezocone (CPTu). Nos ensaios sísmicos *down-hole*, a fonte sísmica é uma fonte mecânica do tipo martelo. Segundo Campanella e Stewart, (1992) esta fonte é muito apropriada, pois permite empregar o procedimento de polarização da onda S, facilitando a sua determinação. A fase mais importante da interpretação destes ensaios é a medida precisa do tempo de chegada da onda S. O cone apenas apresenta diferenças pela existência de geofones ou acelerómetros localizados no seu interior.

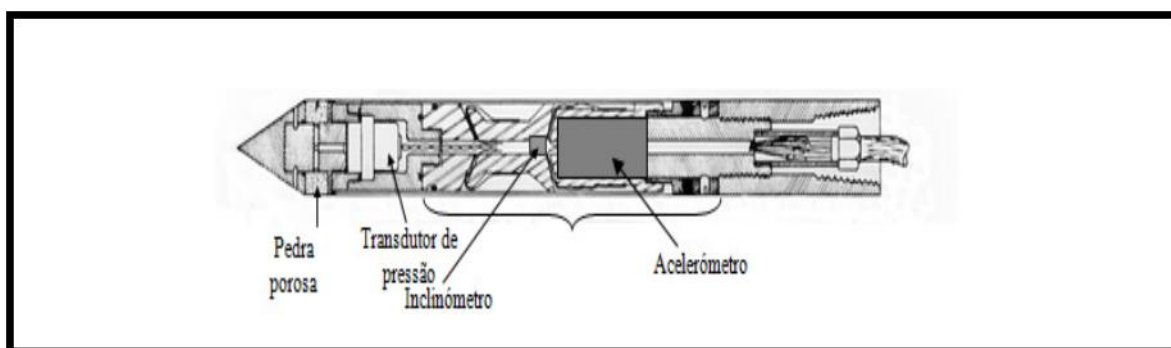


Fig. 2.13: Esquema do piezocone (Rodrigues, 2010)

2.9.2 Ensaios Sísmicos

Estes ensaios são para determinar a movimentação do terreno gerado por uma fonte sísmica conhecida. Essa movimentação é caracterizada por um sismograma. Para processar e analisar o movimento, é necessário sismógrafo que permite a detenção e registro das ondas sísmicas, fonte sísmica de pulso, transdutor apropriado para deter o sinal. Os passos a seguir na execução deste ensaio são idênticos aos passos do piezocone (CPTu), neste caso acrescenta-se a etapa de execução de registros de ondas

sísmicas durante o ensaio piezométrico. Para registro de ondas sísmicas é necessário montar correctamente equipamento. Antes de iniciar o ensaio deve ser preparado, o local onde irá decorrer a cravação da ponteira. Após a marcação e cravação, deve-se instalar as fontes sísmicas.

O ensaio para aquisição dos registos sísmicos é feita através de interrupção da cravação estática á cota pretendida, em intervalos regulares de 1m, gerando-se uma onda de compressão (P) através de impacto vertical e duas ondas de corte (S) através de dois impactos horizontais, emitidas num mesmo eixo com sentidos opostos. Pelo impacto do martelo nas placas sísmicas colocadas á superfície, as ondas de corpo (S ou P) produzidas, viajam em profundidade atravessando as diferentes camadas de solo, sendo recebidas nos sensores instalados na ponteira. O registo sísmico obtido é visualizado e armazenado em formato digital. Em cada profundidade são obtidos dois registos sísmicos, um sinal sísmico obtido através do impacto na placa P e outro na placa S. também podemos obter dois sinais correspondentes a duas ondas S de polarização contrária, neste caso, é necessário duas placas S dispostos á mesma distância do ponto de ensaio.

2.9.3.0 Propagação das Ondas o Solo

2.9.3.1 Meio Elástico

Para percebermos os efeitos da propagação das ondas temos que ter conhecimentos básicos sobre o meio elástico e como se manifesta em relação ao deslocamento e esforços gerados pelas ondas. Tendo como base a lei de Hooke, qualquer material submetido a tensão sofre uma variação do volume ou forma, chamado limite elástico. Se o esforço aplicado gerar uma deformação até ao limite, a deformação apresenta uma proporcionalidade com o esforço. O limite apresenta a característica de que com a retirada do esforço, o material voltará às condições iniciais (deformação nula), sendo o trabalho no regime elástico, (Kearey, 2009). Quando sólidos deformáveis se encontram sob acção de forças externas a energia é armazenada no corpo na forma potencial elástica e, por conseguinte, um aumento da energia interna irá ocorrer. O sólido comporta-se elasticamente se este aumento de energia pode ser realizado de forma reversível, neste caso, diz-se que o sólido exibe um comportamento elástico.

Quando o material for submetido a um esforço acima do limite elástico, ocorrem deformações permanentes ao material, provocando a plastificação do mesmo, sendo denominado de campo dúctil, onde o material passa do regime elástico para o regime plástico. Aumentando a força aplicada as deformações são irrecuperáveis, até o momento que o material entra em rotura. No gráfico abaixo evidencia-se a relação entre o esforço e a deformação para qualquer material sólido, caracterizando campo elástico, campo dúctil e tensão máxima, está última em relação á rotura do material, (Kearey,2009).

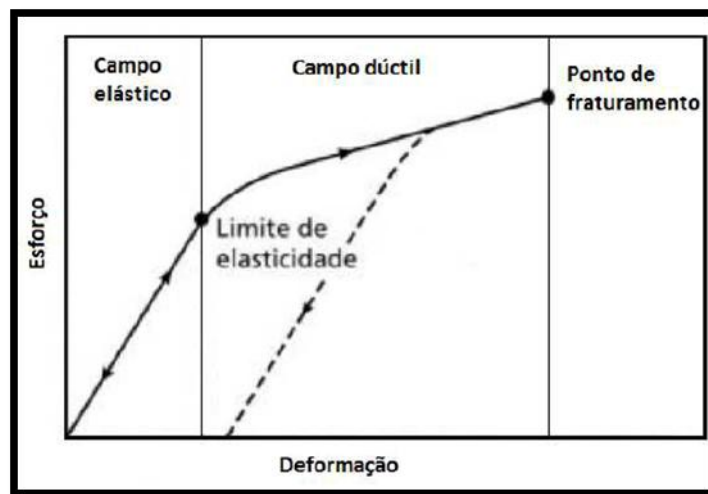


Fig. 2.14: Curva típica tensão versus deformação de um material sólido (adaptado Kearkey, 2009)

2.9.3.2 Tipos de Ondas

A energia de uma fonte sísmica atravessa a Terra como uma frente de onda que se espalha em todas as direcções. Existem diversos tipos diferentes de ondas sísmicas. Cada tipo se move de forma diferente. Os dois principais tipos de ondas são as ondas de volume e as ondas de superfície. As ondas de volume podem atravessar as camadas internas da Terra, mas as ondas de superfície podem só andar pela superfície do planeta como ondulações na água, (John et al, 2008).

Ondas de Volume

As ondas P (ondas primárias ou compressionais) são as ondas sísmicas com movimento mais rápido. Elas têm um movimento de empurrar e puxar, fazendo com que as partículas da rocha se movam para frente e para trás. À medida que a onda se afasta do foco, as partículas se aproximam e se afastam ao longo da direcção para a qual a onda

está se movendo. As ondas P podem atravessar sólidos, líquidos ou gases. Elas são muito semelhantes às ondas sonoras, empurrando e puxando a rocha assim como ondas sonoras empurram e puxam o ar.

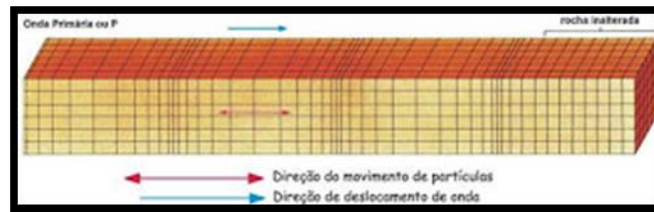


Fig. 2.15: Ondas P ou Copressionais (John et al, 2008)

As ondas S (ondas secundárias, de cisalhamento, laterais ou transversas) andam muito mais lentamente que as ondas P. Elas não passam por líquidos. As ondas S fazem com que as partículas se movam de lado a lado. O movimento delas é nos ângulos correctos para a direcção em que a onda está se deslocando.

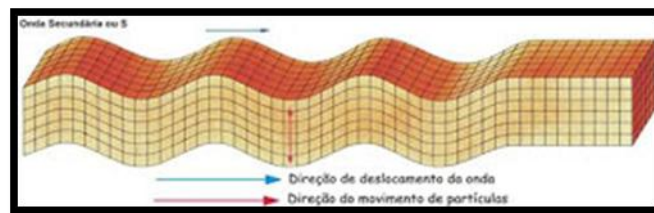


Fig. 2.16: Ondas Sou Transversais (John et al, 2008)

Ondas de Superfície

As ondas de Love receberam esse nome em homenagem a A. E. H. Love, um matemático britânico que desenvolveu o modelo matemático para esse tipo de onda, em 1911. As ondas de Love se movem como uma cobra, estremeando o solo de lado a lado. Elas andam lentamente a partir da fonte sísmica, mas são muito destrutivas. São essas ondas que na maioria das vezes são as maiores responsáveis por fazer com que prédios caiam durante um terremoto.

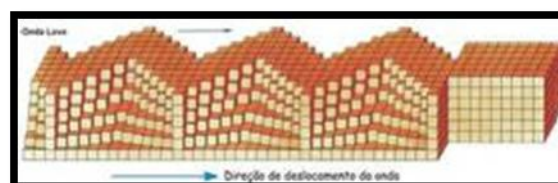


Fig. 2.17: Ondas Love (John et al, 2008)

As ondas Rayleigh têm esse nome por causa de Lord Rayleigh (John William Strutt), que previu matematicamente a existência desse tipo de onda, em 1885. A onda Rayleigh viaja pelo chão assim como uma onda viaja por um lago ou oceano. Conforme ela viaja, ela move o chão para cima e para baixo e para os lados na mesma direcção em que a onda está se movendo. A maior parte do tremor sentido durante um terremoto se deve às ondas Rayleigh.

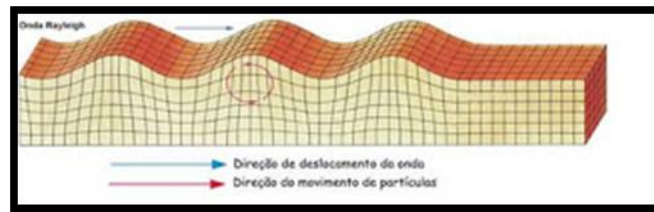


Fig. 2.18: Ondas Rayleigh (John et al, 2008)

Ainda que as ondas de superfície muitas vezes sejam as mais destrutivas, a maioria dos geólogos está mais interessado nas ondas de volume. Como as ondas de volume viajam através da Terra, elas podem dar muitas informações sobre a estrutura. Entre outras coisas, elas podem ajudar os geólogos a localizarem camadas rochosas que podem conter petróleo, gás e outros minerais valiosos.

2.9.4 Lei de Snell

Através dos ensaios sísmicos podemos saber o tempo de chegada das ondas em diferentes pontos, e determinar a distribuição de velocidades, bem como caracterizar interface onde as ondas são reflectidas ou refractadas, tudo graças ao pressuposto de que as ondas sísmicas viajam com velocidades diferentes em matérias diferentes. Sabe-se que o comportamento de reflexão e refacção das ondas sísmicas, baseia-se no mesmo princípio da geometria óptica. As ondas sísmicas geradas pelas fontes em superfície percorrem o caminho obliquamente da camada superior a camada inferior, sofrendo mudança na direcção de propagação. A mudança relaciona-se com refacção da onda, facto ocorre quando a onda passa de uma camada para outra, onde as velocidades de propagação nas camadas sejam diferentes. A figura a seguir mostra a direcção de propagação da onda na interface entre camadas distintas, sendo a velocidade da camada superior, menor que a da camada inferior, (Kearey, 2009).

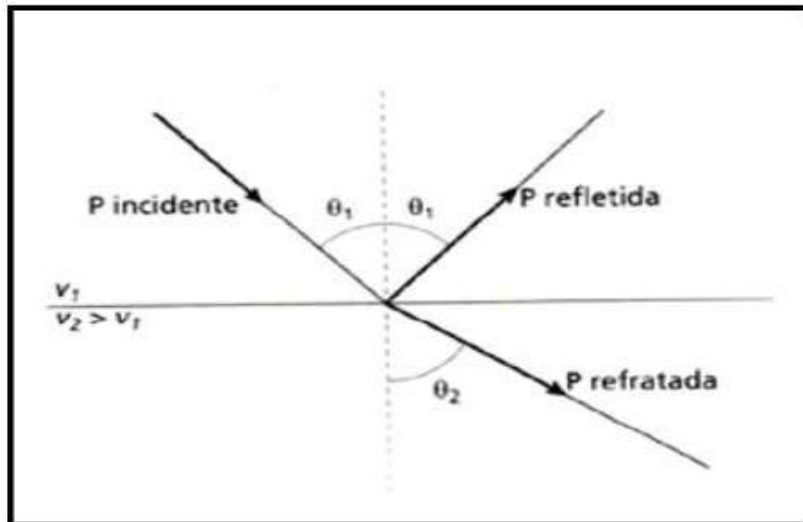


Fig. 2.19: Direcção da propagação da onda reflectida e refractada (Kearkey, 2009)

A lei de Snell é aplicável á sísmica, ela resume-se no desvio angular sofrido por um raio de luz ao passar de um meio com índice de refracção diferente do qual ele estava percorrendo. É caracterizado pelo parâmetro do raio $p = \sin\theta / v$, a lei é regida pela equação:

$$\frac{\sin\theta_1}{V_1} = \frac{\sin\theta_2}{V_2} \quad (2.23)$$

Onde:

$\sin\theta_1$ e $\sin\theta_2$ - Seno do ângulo de incidência e de refração;

V_1 e V_2 - Velocidade da primeira camada e da segunda camada.

2.10.0 Parâmetros Geotécnicos a Partir de Ensaios Geofísicos

Para fazermos análise dos solos para fins geotécnicos existem muitos e diversificados ensaios que podem ser realizados no campo ou mesmo em laboratório, neste item são apresentados os principais parâmetros que são determinados a partir de ensaios geofísicos.

2.10.1 Módulo de Elasticidade

Módulo de elasticidade é um parâmetro mecânico que proporciona uma medida da rigidez de um material sólido. É um parâmetro fundamental para a engenharia e aplicação de materiais pois está associado com a descrição de várias outras propriedades mecânicas, como por exemplo, a tensão de rotura (Callister, 2007). Todo material quando submetido a uma força normal de compressão, este se deforma através de um encurtamento na direcção do esforço. Se dividirmos o encurtamento pelo comprimento inicial, temos a denominada extensão (ϵ) que é proporcional a tensão (σ), gerada pela força aplicada, actuando na secção transversal do corpo material. Portanto, é a razão entre a tensão e a extensão na direcção da carga aplicada, sendo a máxima tensão que o material suporta sem sofrer deformação permanente. No entanto módulo da elasticidade é dado pela relação entre uma tensão longitudinal (força/área) pela extensão longitudinal ($\Delta l/l$), baseado na lei de Hooke:

$$M_0 = \rho * V_p^2 = \frac{(1-2\vartheta)(1+\vartheta)}{(1-\vartheta)} \quad (2.24)$$

Onde:

M_0 – Modulo de elasticidade;

ρ – Massa específica;

V_p – velocidade de onda de compressão;

ϑ – Coeficiente de Poisson.

2.10.2 Coeficiente de Poisson

Quando definimos o módulo de Elasticidade, só considerámos a deformação longitudinal, no entanto, qualquer material elástico ao ser “esticado” sofre também uma deformação transversal que é proporcional à deformação longitudinal aplicada. Pode verificar a ocorrência destes dois tipos de deformação esticando um pedaço de borracha suficientemente maleável. A razão entre a deformação transversal associada a uma deformação longitudinal na direcção do esforço de tração chama-se o coeficiente (ou razão) de Poisson. Nos solos o seu valor varia entre 0,2 e 0,5. O coeficiente de Poisson pode ser calculado, para pequenas deformações através das velocidades de propagação de ondas V_p e V_s .

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad (2.25)$$

Onde:

ν – Coeficiente de Poisson;

V_p – Velocidade da onda de compressão

V_s – Velocidade da onda de cisalhamento.

2.10.3 Estimativa de G_0 a Partir dos Ensaio SCPTu

A avaliação do módulo de deformabilidades em ensaios CPT/CPTu não é feita com precisão muito aceitável, visto que, os mesmos avaliam apenas a força necessária para penetração da ponteira, bem como pela impossibilidade de controlar *in situ* o nível de tensões, condições de drenagem e direcção de aplicação da carga.

De acordo com Mayne e Rix (1993), a melhor opção para determinar G_0 é através da medição directa da velocidade da onda de corte, sugerindo o piezómetro sísmico (SCPTu), como instrumento mais adequado para este fim, devido á possibilidade de se obter diversas informações, entre a resistência (q_c).

Nos ensaios SCPTu, onde são medidas as velocidades das ondas sísmicas, introduziu-se a probabilidade de uma eficaz avaliação dos módulos confinados (M_0) e de distorção (G_0), segundo as expressões:

$$G_0 = \rho * V_s^2 \quad (2.26)$$

$$M_0 = \rho * V_p^2 \quad (2.27)$$

ρ Peso volúmico total, V_p e V_s , velocidades de propagação das ondas primárias (compressão) e secundárias (corte).

No entanto quando esses resultados não estão disponíveis é possível aferir este módulo através da expressão de Sabatini, et al (2000);

$$G_0 = 1.634 * (q_c)^{0.25} * (\sigma'_{v0})^{0.375} \quad (2.28)$$

Onde q_c e σ'_{v0} , se apresentam em KPa.

ou Maine & Rix (1993) em que se considera o efeito da variação da tensão efectiva na relação entre o módulo e a resistência de ponta q_c .

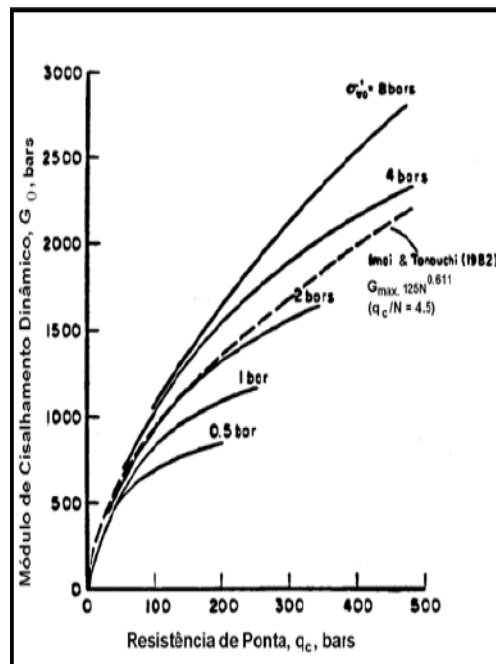


Fig. 2.20: Relação entre o módulo de cisalhamento máximo e a resistência de ponta, considerando as variações de tensão efectiva. (Mayne e Mix, 1993).

2.11.0 Aquisição e Processamento de Dados Sísmicos

No processamento e análise de ensaios sísmicos, é sempre indispensável; uma fonte sísmica, para gerar o pulso; transdutores, para detenção do sinal; sismógrafo para detenção e registo de ondas sísmicas, (Kearey, 2009).

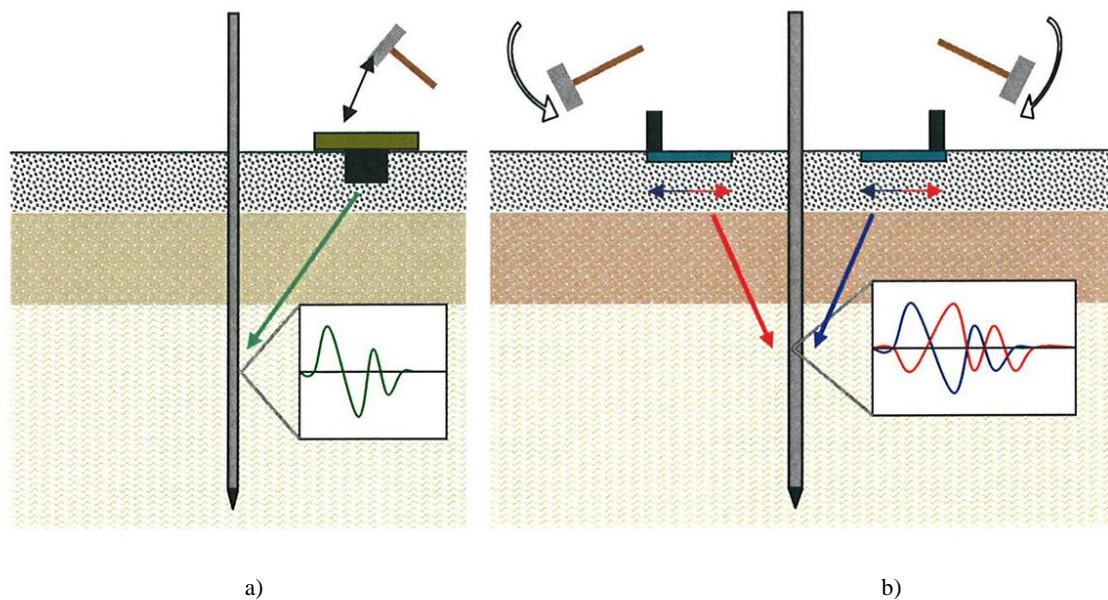
Como fontes sísmicas, são usados martelos, queda de peso e explosivos. Para ensaios *donw-hole* é frequente usar-se como fonte o martelo, por ser mais apropriado, permite a polarização de ondas S e facilita a sua detenção. Por outro lado ele gera ondas com energia limitada, que precisamos amplificar durante aquisição dos dados. As fontes explosivas são mais aplicadas em ambiente *off-shore*.

Geralmente em ensaios sísmicos é normal existir interferência do meio externo como é o caso de vibração das árvores, veículos, linhas de electricidade tempestades, entre outras, e ressonância dos transdutores sísmicos, que gera ruídos nos sinais das ondas de corte (S), além de possibilidade das ondas de compressão (P) também interferirem. Isto pode ser mais comum onde as amplitudes das ondas S é próxima das ondas P, devido ao efeito da atenuação, nos solos não saturados em maiores profundidades, por essa razão é necessário usar filtros para maior fiabilidade nos resultados e uma vez que os ruídos viciam as ondas P. Para o efeito existe filtros Analógicos e filtros Digitais. Os filtros analógicos podem distorcer o sinal verdadeiro e o tempo de chegada das ondas incorrecto. Os filtros digitais não apresentam distorções e atrasos nos sinais, e permitem analisar trechos do sinal, Campanella e Stewart, (1992).

2.12 Ensaio com Sísmica SCPTu

O sistema de medição sísmico triaxial é composto por três acelerómetros dispostos perpendicularmente entre si (x,y,z), estes acelerómetros são de sistema 'shear' e utilizam cerâmica como elemento sensitivo. Têm uma sensibilidade de 100 mV/g, um alcance de frequências no intervalo de 0,5 – 10.000 Hz e uma frequência ressonante de 35Khz. A execução do ensaio SCPTu decorre de igual modo ao caso de CPTu mas na paragem para o incremento de mais uma vara, é normalmente efectuado o registo das ondas sísmicas. As ondas sísmicas são geradas à superfície, com recurso a fontes sísmicas para emissão de ondas S ou P, que se propagam até à profundidade onde se encontra a ponteira com os acelerómetros.

Estas ondas são geradas por um martelo que efectua o impacto e que está ligado às fontes por meio de um cabo eléctrico, que quando se efectua o impacto na fonte, está dá o sinal à caixa de aquisição como o tempo inicial de aquisição. No caso das ondas de corte, o impacto terá de ser efectuado horizontalmente, numa altura de queda constante, para gerar o registo sísmico é efectuado à esquerda e à direita para produzir o efeito polarizado da onda de corte. Quando se trata de ondas de compressão o impacto é efectuado na vertical sobre a fonte sísmica em questão. A correcta distância da fonte ao ponto de cravação é algo que ainda não está bem definida. A prática comum do ensaio, define uma distância de 1,5m do ponto de cravação. Na Figura 2.21 apresenta-se um esquema representativo.



b) Fig. 2.21 Geração de ondas: a) P; b) S (Cruz, 2010)

Capítulo III:

3.0 Caso Prático. Análise e Interpretação dos Resultados.

Este capítulo é reservado aos ensaios realizados para a efectivação dos objectivos da presente dissertação. A apresentação vai ser muito sintética, com a exploração dos resumos do trabalho efectuado, incluindo a apresentação e descrição breve sobre o enquadramento geológico da área onde foi realizado o ensaio.

3.1 Considerações Iniciais

Os ensaios que serão tratados na presente dissertação foram realizados na zona sul de Portugal, precisamente em Lisboa nas proximidades do rio Tejo, conforme evidenciado nas Figuras 3.1a e 3.1b, com as coordenadas seguintes - 39° 1'2.37"N; 8°57'55.90"W.



Fig. 3.1: Vista da Zona de Sondagem por Imagem Google.

3.2 Enquadramento Geológico

As sondagens feitas para presente trabalho, foram realizadas na planície aluvionar do Rio Tejo, próximo do Carregado. A área estudada enquadra-se na carta geológica de Alenquer, folha 30D (Figura 3.2), na planície aluvionar do rio tejo, como podemos verificar na figura abaixo. Nesta zona predominam as formações com idade que variam

entre o Miocénico e o Moderno, sendo as formações mais recentes correspondentes ao complexo flúvio-marinho, como podemos observar no excerto da carta abaixo.

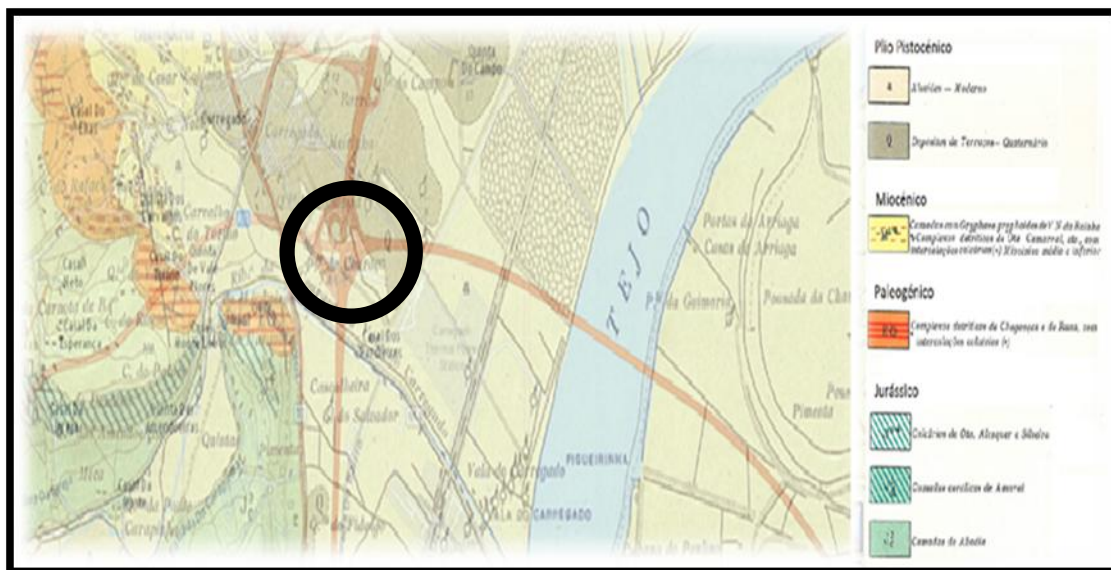


Fig. 3.2: Excerto da Carta Geológica de Alenquer (Folha 30-D) com Localização da área estudada.

De acordo com a respectiva notícia explicativa, a margem direita do rio Tejo caracteriza-se por uma sucessão de faixas que se iniciam com terrenos modernos (a), a que se segue, a faixa miocénica, as formações cretácicas e a grande mancha do Jurássico, que mergulha sob as aluviões do Tejo e faixa quaternária. O contacto com as formações cretácicas segue orientação geral EW, por vezes cortado por discordâncias resultantes dos movimentos de falhas. As unidades geológicas presentes podem descrever-se do seguinte modo:

- Moderno - Aluviões (a) constituídas por intercalações de lodos e areias com níveis de calhaus rolados que podem, no seu conjunto, atingir espessuras superiores a 50 m; as maiores extensões estão representadas na lezíria de V. Franca de Xira e na bacia de Loures;
- Pleistocénico- Depósitos de terraço antigos (Q) de Alverca, Sta. Iria da Azóia, Bobadela e bacia de Loures.
- Miocénico - Sucessão de formações, no sentido EW, sendo cada uma delas constituída por alternâncias de grés finos, calcários, margas, calcários margosos e conglomerados; a sua diferenciação é estabelecida por diferentes designações que em regra compreendem o nome do local onde ocorrem (ex. calcários de Marvila, areias azuis de Xabregas, areolas do Braço de Prata, etc).

- d) Eocénico - Manto basáltico ou complexo basáltico de Lisboa, constituído por uma sucessão de derrames lávicos separados uns dos outros por níveis de materiais piroclásticos e por algumas unidades sedimentares; esta formação pode ser encontrada a norte da bacia de Loures;
- e) Cretácico (C) - Localizada essencialmente numa faixa compreendida entre Fanhões e Bucelas, sendo constituída por calcários e calcários margosos, por vezes dolomíticos;
- f) Jurássico (J) - Encontra-se localizado para norte do paralelo que passa por Alverca e é representado por intercalações de calcários, margas e arenitos.

3.3 Campanha de Ensaios

Durante a campanha foram realizados vários ensaios, mas o caso de estudo desta dissertação, só foram seleccionados quatro ensaios CPTu, com intuito de fazer o estudo do solo para fins geotécnicos. De salientar que nos ensaios realizados, foram feitas as leituras dos dados q_c , f_s , u_2 e u_0 . No primeiro ensaio, designado RA1, a perfuração foi até aos 14,6m de profundidade, no segundo (RC2) até aos 26,6m de profundidade, no terceiro (RG2) até aos 27,2m de profundidade e no último (VA4) atingiram-se os 22,8m de profundidade.

No decurso deste capítulo serão apresentados os parâmetros básicos medidos nos ensaios e subsequente correcção (q_c , q_t , f_s , f_t , u_2 , u_0) seguindo-se os parâmetros normalizados (Q_T , F_T e B_q), finalmente os parâmetros físicos e mecânicos deduzidos dos anteriores, de acordo com as metodologias apresentadas anteriormente. Apresentam-se ainda os resultados das velocidades de propagação das ondas de corte (V_s) deduzidos dos sismogramas obtidos no trabalho de campo.

3.4 Parâmetros Básicos de Ensaio CPTu

Nos gráficos apresentados em seguida podemos observar a variação dos valores de resistência de ponta, atrito lateral, comparação dos valores de poro-pressão instantânea (u_2) e pressão hidrostática (u_0) e velocidade de propagação das ondas sísmicas de corte obtidos nos 4 ensaios. Nas tabelas 3.1 e 3.2, apresenta-se um resumo dos parâmetros básicos obtidos nos ensaios, enquanto nas figuras 3.3 á 3.6, se apresentam os respectivos perfis de evolução com a profundidade. De um a forma geral pode sumariar-se essa informação do seguinte modo:

- a) Os valores de resistência de ponta são na generalidade inferiores a 2 MPa, enquanto a resistência de atrito reflecte uma ampla gama de valores;
- b) O ensaio RA1 revela algum desvio de comportamento relativamente aos restantes que são mais homogêneos entre si;
- c) Os perfis da pressão da água nos poros evidenciam a existência de elevadas pressões em profundidade configurando a existência de aquíferos cativos. Mais à superfície verifica-se com frequência a não saturação completa dos solos;
- d) As ondas sísmicas de corte evidenciam valores característicos de solos brandos a muito brandos, variando globalmente entre 100 e 300 m/s;
- e) Os solos ensaiados correspondem a uma série de intercalações de solos arenosos, siltosos e argilosos.

Tab. 3.1: Resumo dos Parâmetros Básicos dos Ensaios RA1 e RC2

CPTU	Profundidade (m)	Identificação	qt (Mpa)	fs (Kpa)	U2 (Kpa)	Vs (m/s)
RA1	0.0 - 5.20	Argilas	0.5 – 1.5	50 – 150	(-36) – 5	120 – 170
	5.20 – 5.80	Misturas Siltosas	0.5 -1.0	10 – 15	(-11) – (-9)	120 - 130
	5.80 – 6.80	Argilas	0.5-1.0	6 – 11	(-3) – 4.8	100 - 110
	6.80 – 9.00	Misturas Siltosas	0.5 – 1.0	1 – 35	(-34) – 35	150 – 160
	9.00 – 14.60	Argilas	2.0 – 4.0	100 – 200	(-23) – 55	160 – 250
RC2	0.0 – 7.00	Misturas Siltosas e Arenosas	0.5 – 1.0	5 – 25	(-24) – 5	20 – 135
	7.00 – 11.80	Misturas Arenosas	0.4 – 0.6	0.1 – 1.0	10 – 50	95 – 120
	11.80 – 14.00	Misturas Arenosas e Siltosas	0.5 – 1.0	0.1 – 1.0	50 – 80	130 – 140
	14.00 – 16.60	Misturas Arenosas	0.5 – 1.0	0.1 – 1.0	80 – 150	130 – 150
	16.60 – 18.60	Misturas Siltosas	0.5 – 1.0	1.0 – 3.5	150 – 200	130 – 140
	18.60 – 26.00	Argilas	1.0 – 2.0	20 – 60	200 – 600	140 – 285
	26.00 – 26.60	Misturas Arenosas	> 6	50 – 150	50 – 150	455

Tab. 3.2: Resumo dos Parâmetros Básicos dos Ensaios RG2 e VA4

CPTU	Profundidade (m)	Identificação	qt (Mpa)	fs (Kpa)	U₂ (Kpa)	Vs (m/s)
RG2	0.0 – 3.00	Misturas Arenosas	0.5 – 1.5	1.5 – 50	(-34) – (-5.0)	140 – 180
	3.00 – 3.60	Misturas Siltosas	1.0 – 1.5	25 – 50	(-17) – (-15)	180
	3.60 – 5.80	Misturas Arenosas	0.5 – 1.0	1.5 – 15	(-17) – (-10)	140 - 195
	5.80 – 8.00	Misturas Siltosas	0.5 – 1.5	0.5 – 4	(-12) – 2.0	100 – 120
	8.00 – 9.20	Argilas	0.4 – 0.5	1 – 3	20 – 50	10 – 120
	9.20 – 24.80	Misturas Siltosas	0.5 – 1.5	1 – 8	50 – 700	100 – 200
	24.80 – 27.20	Argilas	1.0 – 2.5	15 – 60	400 – 600	220 - 225
VA4	0.0 – 1.00	Areias	1.0 – 7.0	25 – 100	(-10) – 6.0	---
	1.00 – 5.80	Misturas Arenosas	1.0 – 2.0	20 – 75	10 – 40	100 – 175
	5.80 – 8.00	Misturas Siltosas	0.4 – 0.6	0.5 – 1	30 – 90	130 - 150
	8.00 – 13.40	Argilas	0.4 – 0.6	0.5 – 3	75 – 150	90 – 150
	13.40 – 19.40	Misturas Arenosas	0.5 – 1.0	1.5 – 25	300 - 600	130 – 220
	19.40 – 20.80	Misturas Siltosas	1.0 – 2.0	40 – 90	10 – 50	240 - 245
	20.80 – 22.60	Misturas Arenosas (siltosa)	1.5 – 3.0	50 – 80	200 - 600	270 - 280

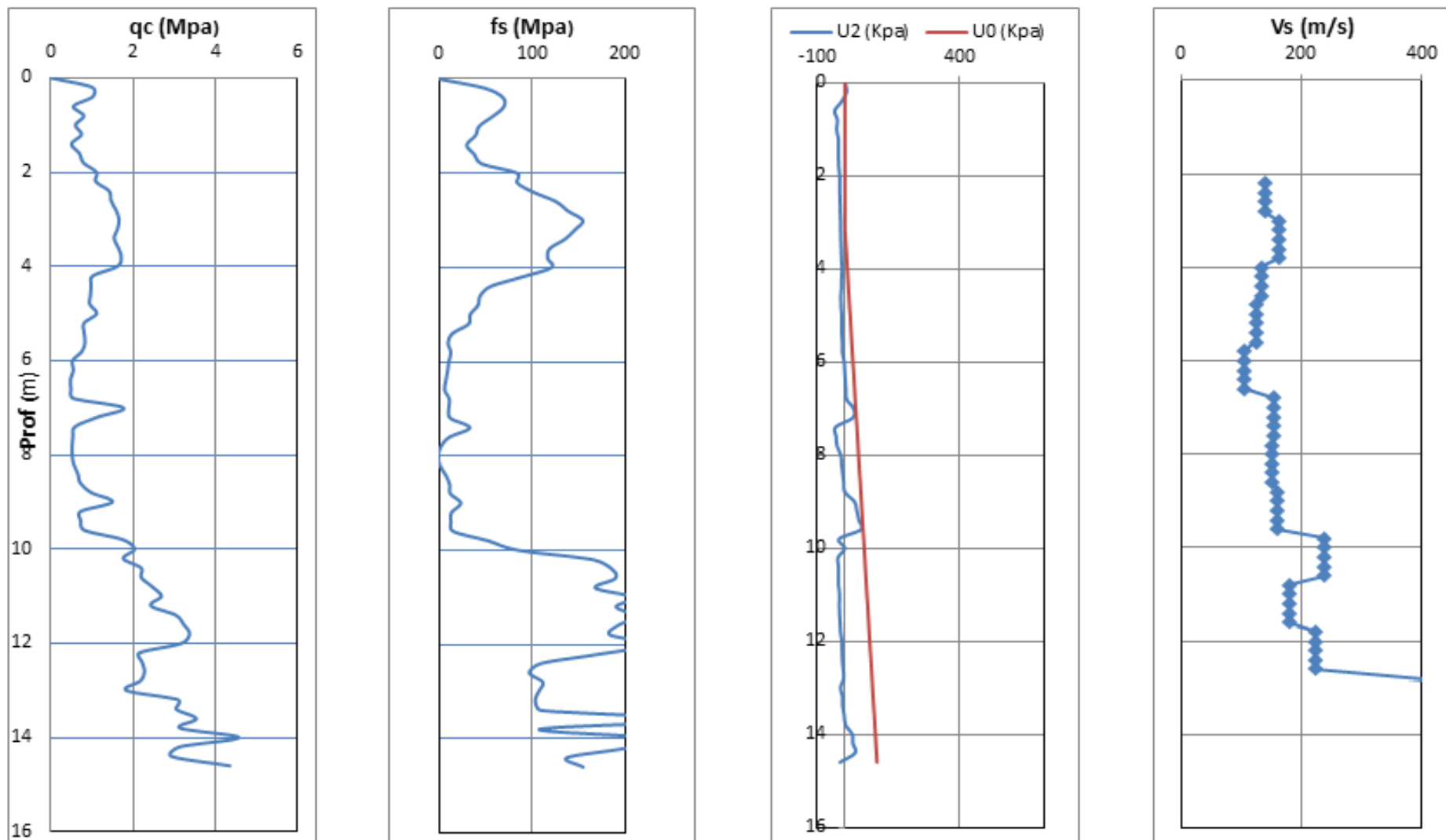


Fig. 3.3: Registo em Profundidade dos Dados de Origem Referente ao Ensaio RA1

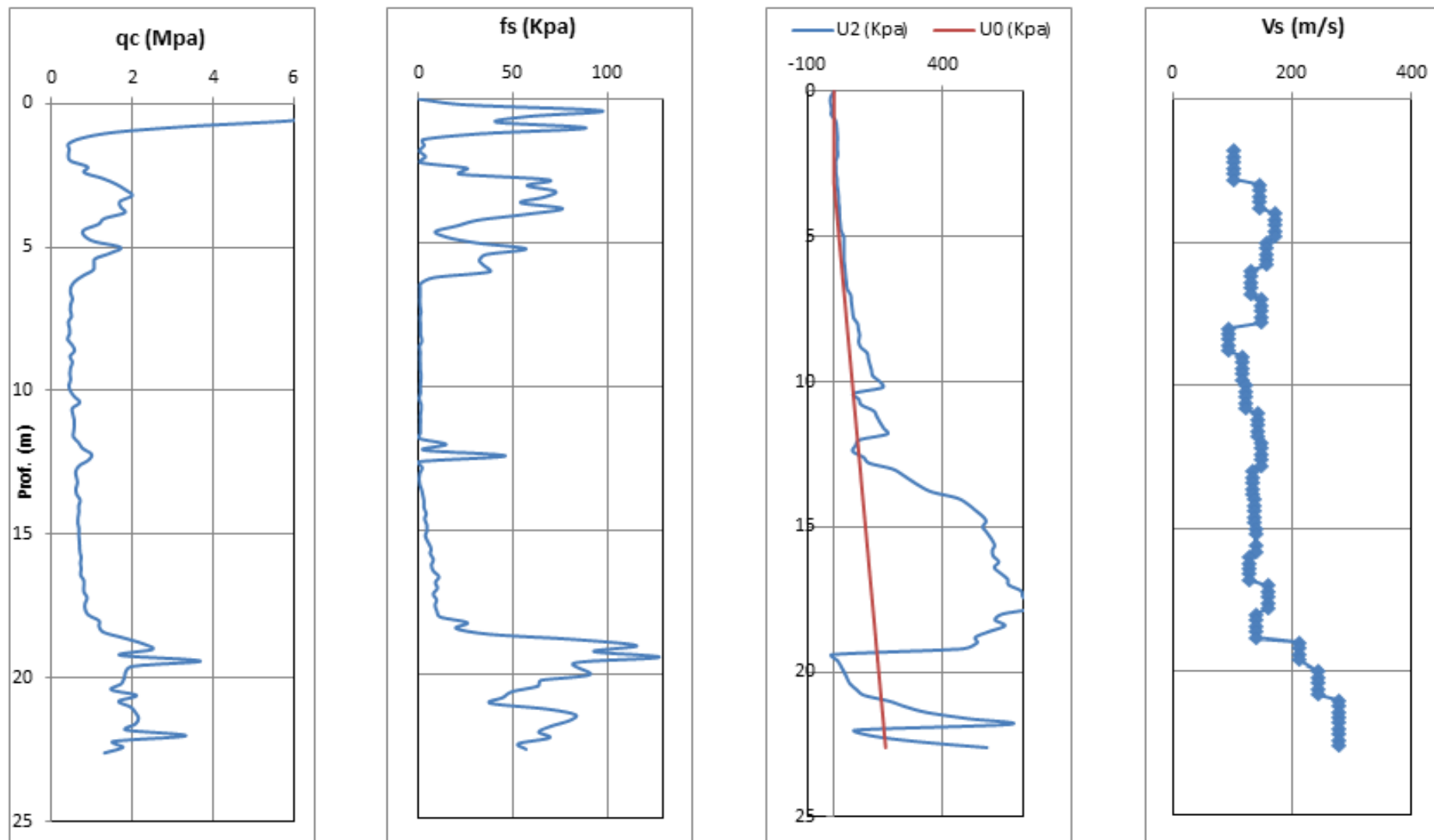


Fig. 3.4: Registro em Profundidade dos Dados de Origem Referente ao Ensaio VA4

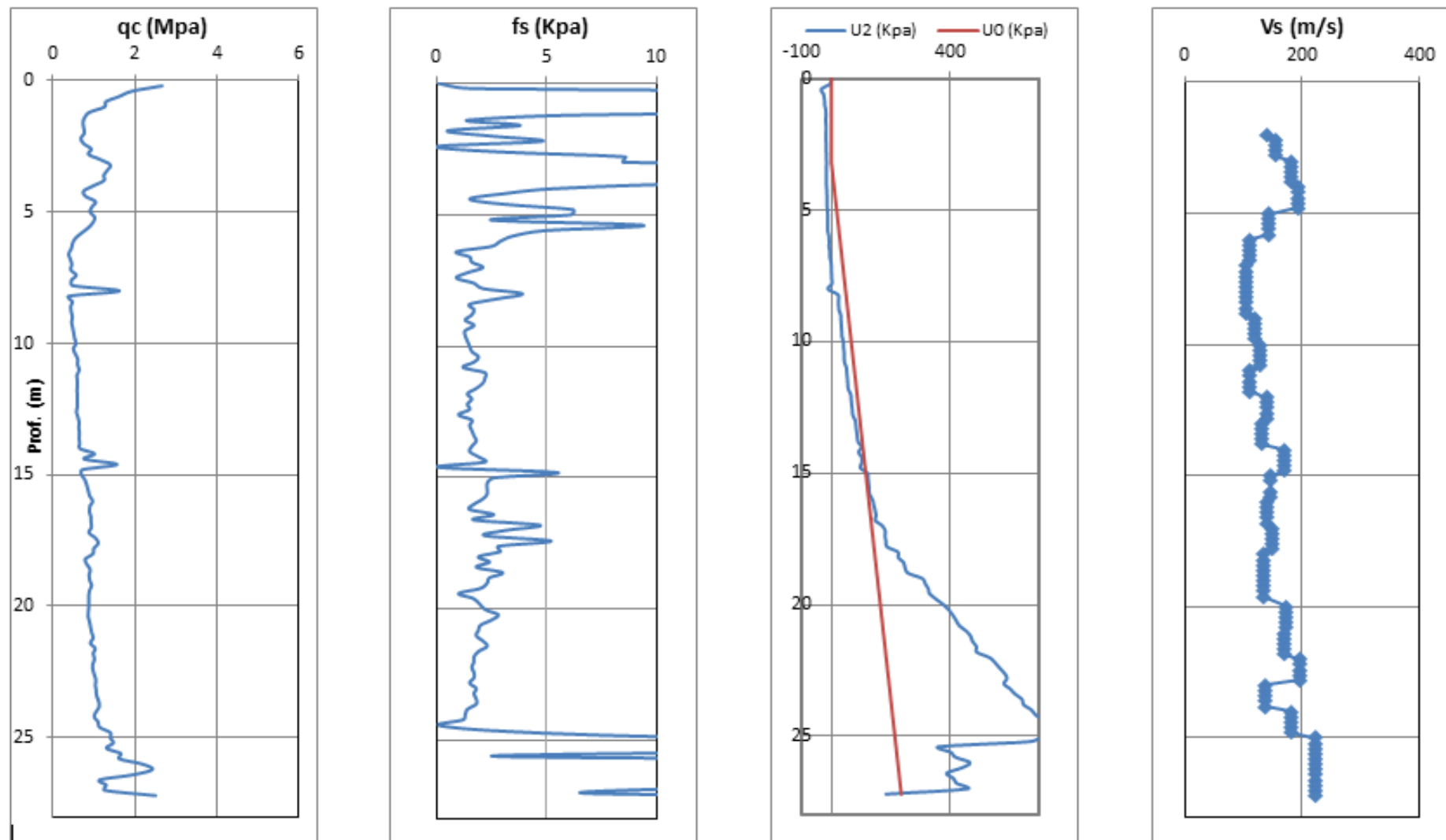


Fig. 3.5: Registo em Profundidade dos Dados de Origem Referente ao Ensaio RG2

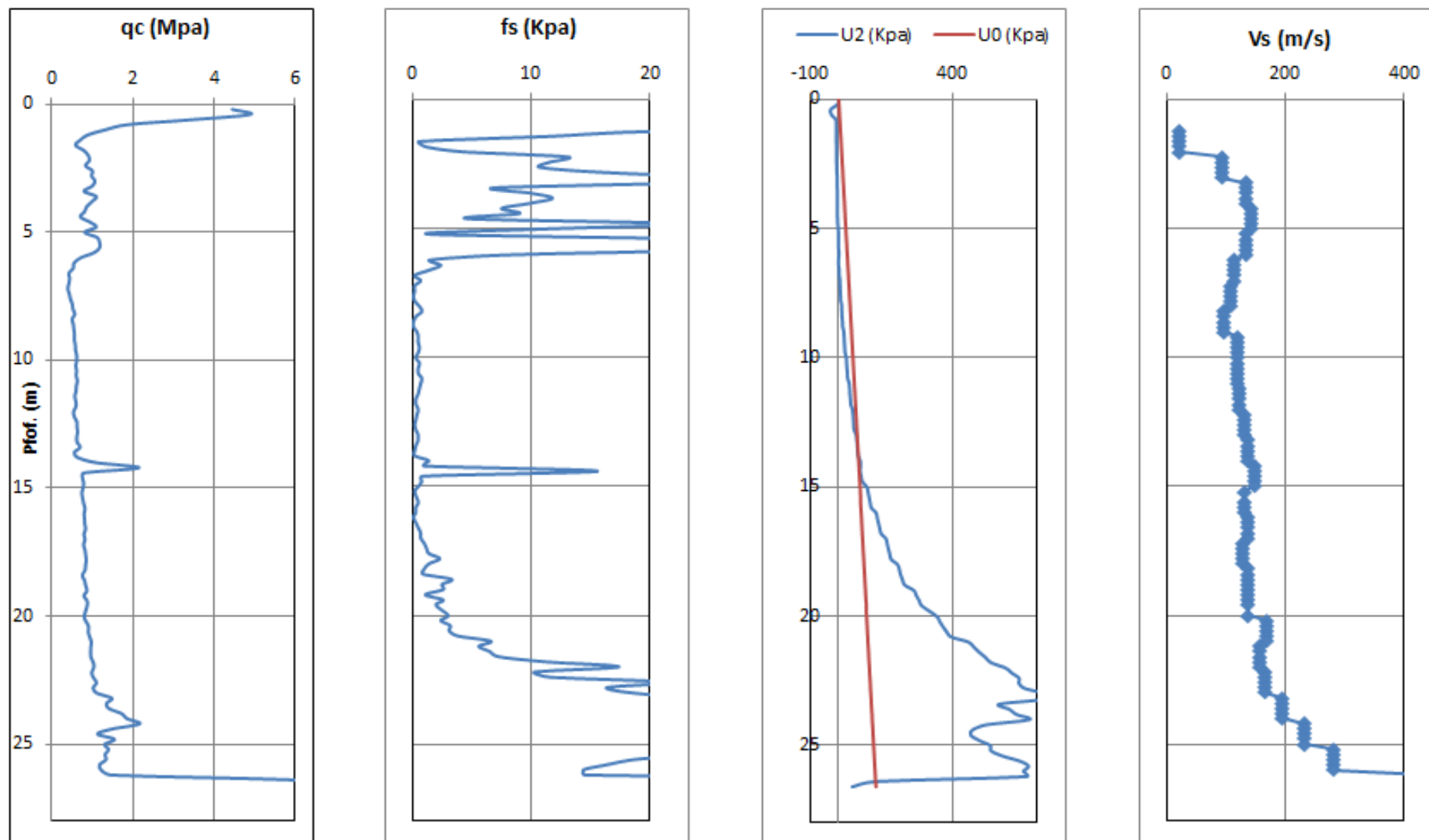


Fig. 3.6: Registo em Profundidade dos Dados de Origem Referente ao Ensaio RC2

3.5 Identificação das Formações Atravessadas

Para a caracterização das formações atravessadas durante as sondagens, foi adoptado o método gráfico, sobre a carta de classificação de Robertson (1986), conforme evidenciado em seguida, nas figuras 4.5 á 4.8. De acordo com está classificação os ensaios realizados evidenciam grande homogeneidade entre si e enquadram-se globalmente nos grupos 1, 3, 4 e 5 a que correspondem respectivamente solos finos sensíveis, argilas siltosas e siltes argilosos e ainda nos grupos 6, 7 e 8 que representam solos de natureza granular (siltes e areias).

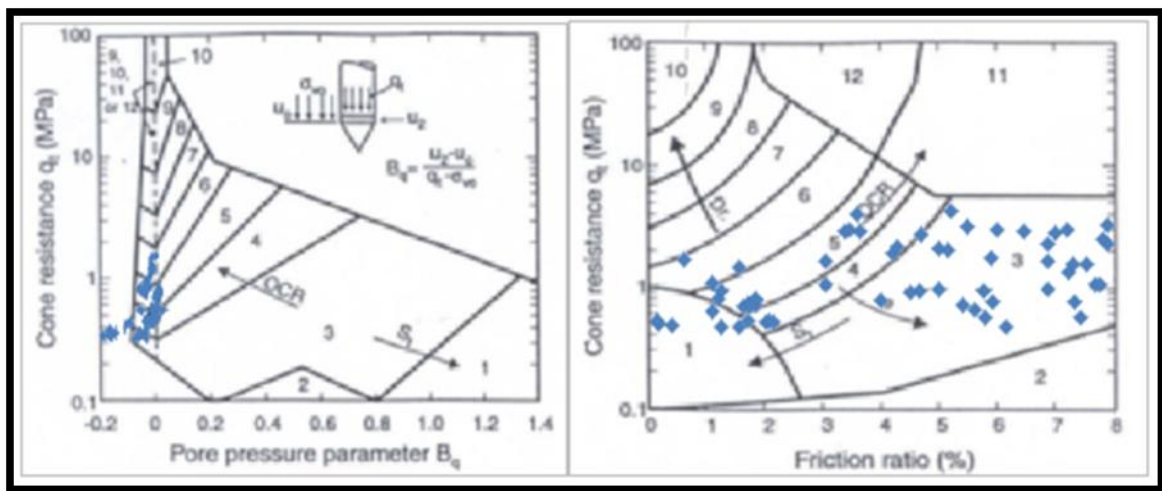


Fig. 3.7: Projectão dos Dados de Ensaio RA1 Sobre a Carta de Robertson, 1986.

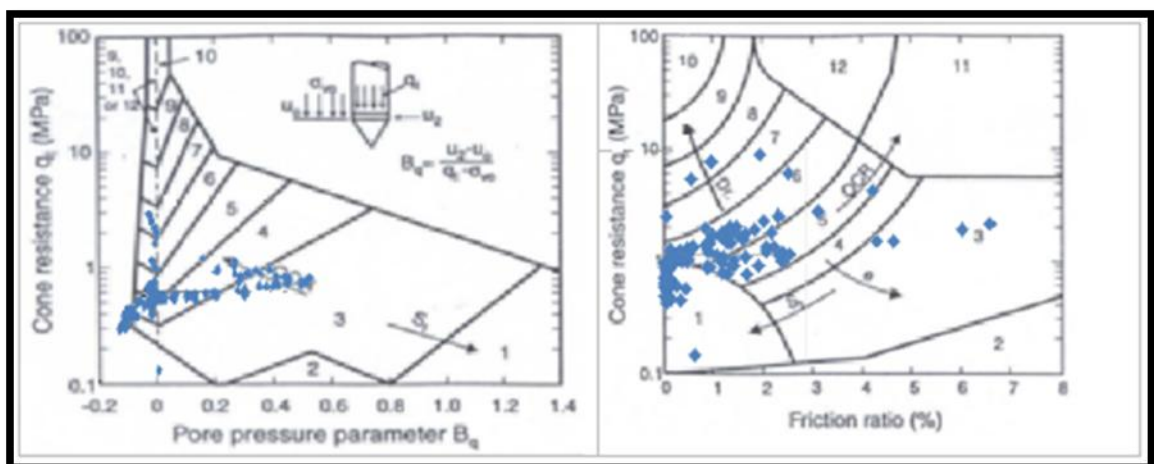


Fig. 3.8: Projectão dos Dados de Ensaio VA4 sobre a Carta de Robertson, 1986.

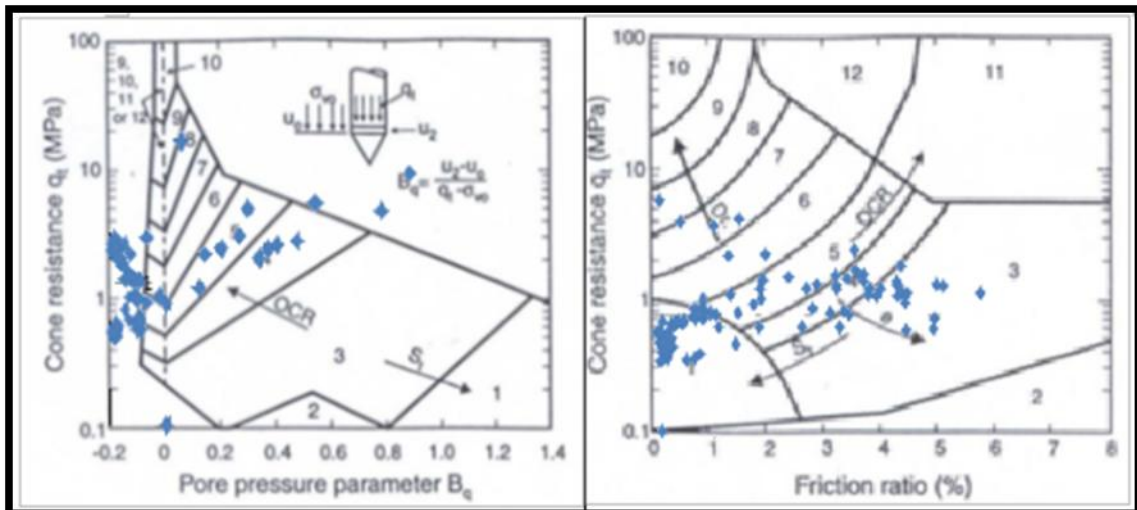


Fig. 3.9: Projecção dos Dados do Ensaio RG2 sobre a Carta de Robertson, 1986.

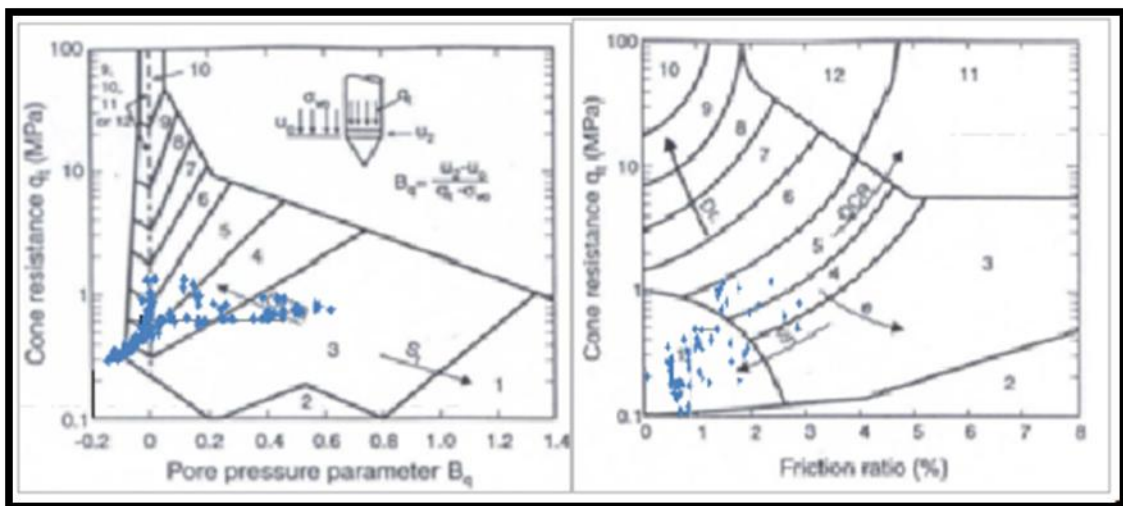


Fig. 3.10: Projecção dos Dados do Ensaio RC2 sobre a Carta de Robertson, 1986.

Por outro lado, aplicou-se igualmente a classificação numérica baseada em I_c , que permite uma representação gráfica em profundidade, bastante útil na interpretação dos restantes parâmetros físicos e mecânicos, conforme a figura 3.11. A análise dos resultados revela o seguinte:

- As duas metodologias evidenciam classificações perfeitamente convergentes.
- Confirmando os parâmetros básicos, o perfil de I_c evidencia uma diferença do ensaio RA1 que evidencia valores mais elevados (perfil de solos mais argilosos) do que os restantes.
- Todos os ensaios evidenciam inter-estratificação de solos argilosos siltosos e arenosos

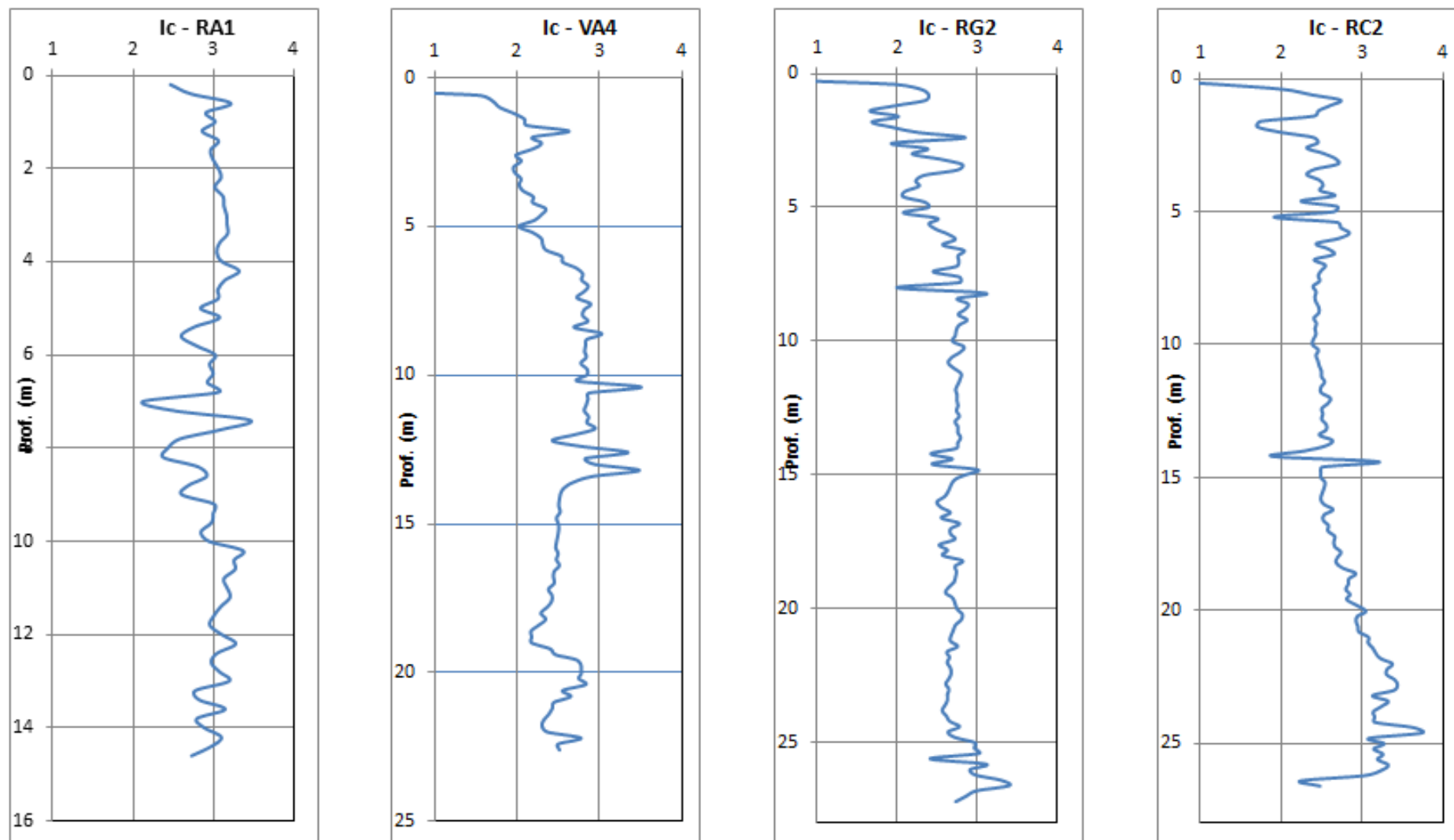


Fig. 3.11: Variação do Ic em Profundidade para os Quatro Ensaios

De uma forma geral, a classificação obtida deste modo é perfeitamente convergente com a obtida através da carta de Robertson et al. (1986), evidenciando valores em geral superiores a 2,5 que correspondem a solos argilosos, sensíveis e misturas siltosas. Considerando a evolução evidenciada por I_c , apresentam-se nas tabelas 3.4 e 3.5, um resumo dos intervalos de variação dos parâmetros básicos e dos parâmetros normalizados associados a cada diferente tipo de solo.

3.6 Determinação dos Pesos Volúnicos a partir das Cartas de Identificação

Como é do conhecimento geral, neste ensaio não existe a colheita de amostras, a determinação do tipo de solo é feita por observação dos registos feitos durante o ensaio. O perfil estratigráfico é obtido por variação de resistência obtida no perfil de ensaio, que pode ser acompanhado da respectiva classificação das unidades, por meio de classificação disponível para o efeito. Esses métodos foram referidos no ponto 2.13.

Na determinação do valor da tensão efectiva, é importante avaliar o peso volúmico associado às unidades atravessadas, o qual é necessário no cálculo dos parâmetros normalizados, necessários para a identificação dos solos por via numérica. Para o efeito, utilizou-se a tabela abaixo associada á classificação de Robertson et al. (1986).

Tab. 3.3 Estimativa de Baridade (Robertson, 1986)

Zona	Baridade Aproximada (KN/m³)	Tipo de Solo
1	17.5	Solos Sensíveis bem Graduados
2	12.5	Solo Orgânico
3	17.5	Argila
4	18	Silte Argiloso a Argila
5	18	Silte Argiloso a Argila Siltosa
6	18	Silte Arenoso a Silte Argiloso
7	18.5	Areia Siltosa a Silte Arenoso
8	19	Areia a Areias Siltosas
9	19.5	Areia
10	20	Areia Grosseira a Areia
11	20.5	Solos Muito Duros De Granulometria Fina
12	19	Areia a Argila Arenosa

3.7 Parâmetros Normalizados

Nas tabelas 3.4 e 3.5, apresenta-se um resumo dos resultados dos parâmetros normalizados.

Tab. 3.4: Resumo dos Parâmetros Normalizados

CPTU	Profundidade (m)	Identificação	Q_r	B_q	F_r (KPa)
RA1	0.0 - 5.20	Argilas	10.0 – 50.0	(-0.01) – 0	5.0 – 10.0
	5.20 – 5.80	Misturas Siltosas	8.0 – 10.0	(-0.05) – 0	1.0 – 2.5
	5.80 – 6.80	Argilas	4.0 – 5.5	(-0.09) – 0	1.5 – 3.0
	6.80 – 9.00	Misturas Siltosas e Arenosas	3.0 – 15.0	(-0.2) – 0	0.5 – 3.0
	9.00 – 14.60	Argilas	5.0 – 30.0	(-0.06) – 0	2.0 – 11.0
RC2	0.0 – 7.00	Misturas Siltosas e Arenosas	3.0 – 70.0	(-0.3) – 0	0.5 – 2.5
	7.00 – 11.80	Misturas Arenosas	2.0 – 4.5	(-0.1) – 0	0.02 – 0.1
	11.80 – 14.00	Misturas Arenosas e Siltosas	2.0 – 6.0	(-0.1) – 0	0.06 – 0.1
	14.00 – 16.60	Misturas Arenosas	2.0 – 12.0	(-0.1) – 0	0.01 – 0.2
	16.60 – 18.60	Misturas Siltosas	2.0 – 3.0	(-0.07) – 0	0.1 – 0.8
	18.60 – 26.00	Argilas	2.0 – 8.0	0.1 – 0.6	0.5 – 8.0
	26.00 – 26.60	Misturas Arenosas	3.0 – 27.0	(-0.01) – 0.4	1.0 – 2.5

Tab. 3.5: Resumo dos Parâmetros Normalizados

CPTU	Profundidade (m)	Identificação	Q_T	B_q	F_r (KPa)
RG2	0.0 – 3.00	Misturas Arenosas	15.0 – 85.0	(-0.02) – 0	0.5 - 3.0
	3.00 – 3.60	Misturas Siltosas	15.0 – 25.0	-0.01 - 0	2.0 – 4.0
	3.60 – 5.80	Misturas Arenosas	5.0 – 20.0	(-0.06) – 0	0.5 – 1.5
	5.80 – 8.00	Misturas Siltosas	5.0 – 15.0	(-0.2) – 0	0.2 – 1.0
	8.00 – 9.20	Argilas	2.0 – 3.0	(-0.1) – 0	0.4 – 1.5
	9.20 – 24.80	Misturas Siltosas	2.0 – 10.0	(-0.05) – 0.6	0.2 – 1.5
	24.80 – 27.20	Argilas	2.0 – 8.0	0.1 – 0.5	0.5 – 5.0
VA4	0.0 – 1.00	Areias	80.0 – 900	(-0.2) – 1.8	1.0 – 5.0
	1.00 – 5.80	Misturas Arenosas	10.0 – 35.0	(-0.5) – (-0.1)	0.5 – 5.0
	5.80 – 8.00	Misturas Siltosas	2.0 – 8.0	(-0.3) – (-0.1)	0.1 – 1.8
	8.00 – 13.40	Argilas	2.0 – 6.0	(-0.7) – 0.1	0.1 – 2.5
	13.40 – 19.40	Misturas Arenosas	2.0 – 20.0	(-2.0) – 0.5	0.5 – 6.0
	19.40 – 20.80	Misturas Siltosas	5.0 – 10.0	0.1 – 0.5	2.0 – 6.5
	20.80 – 22.60	Misturas Arenosas	5.0 – 15.0	(-1.5) – 0.3	2.0 – 4.0

3.8 Parâmetros Físicos e Mecânicos

Estes parâmetros também são designados por parâmetros geotécnicos, são determinados através das equações apresentadas no segundo capítulo, para tal usamos os dados e parâmetros de ensaio, ou por vezes outros parâmetros físicos ou mecânicos. Por vezes esta interdependência pode criar certas dificuldades na caracterização, sendo por vezes necessário recorrer a processos interactivos.

Nas tabelas 3.6 e 3.7, apresentam-se os resultados dos parâmetros físicos e mecânicos ordenados por intervalos coerentes de tipos de solo (conforme Ic). Nas figuras 3.12 á 3.19, apresentam-se a evolução dos parâmetros de cada ensaio com profundidade, comparados com a evolução de Ic para melhor interpretação.

Tab. 3.6: Resumo dos Parâmetros Físicos e Mecânicos dos Ensaios

CPTU	Profundidade (m)	Identificação	OCR	K₀	Su (KPa)	φ (°)	M₀ (MPa)	G₀ (MPa)
RA1	0.0 - 5.20	Argilas	3 – 50	1 – 14	30 – 120	---	4 – 10	25 – 50
	5.20 – 5.80	Misturas Siltosas	2 – 4	0.8 – 1.0	45 – 55	---	5 – 6	25 – 30
	5.80 – 6.80	Argilas	1 – 2	0.4 – 0.6	20 – 50	---	3 – 15	15 - 20
	6.80 – 9.00	Misturas Siltosas	1 - 7	0.5 – 1.5	25 – 100	---	3 – 10	40 – 50
	9.00 – 14.60	Argilas	1 – 9	0.5 – 3.0	45 – 300	---	5 – 35	50 – 80
RC2	0.0 – 7.00	Misturas Siltosas	1 – 40	0.3 – 7.0	10 – 130	---	5 – 40	10 – 35
	7.00 – 11.80	Misturas Arenosas	0.9 – 1	<0.5	---	29 - 30	2 – 3	15 – 25
	11.80 – 14.00	Misturas Arenosas e Siltosas	0.7 – 1	<0.5	---	29 - 30	2. – 6	25 – 35
	14.00 – 16.60	Misturas Arenosas	1 – 4	0.5 – 1.0	---	29 - 30	3 – 15	35 – 40
	16.60 – 18.60	Misturas Siltosas	0.7 – 1	<0.5	30– 40	---	3– 4	30– 35
	18.60 – 26.00	Argilas	0.7 – 2	<0.5	30– 90	---	3 - 14	30 – 130
	26.00 – 26.60	Misturas Arenosas	1 – 8	0.5 – 2	---	29 - 33	6– 54	150 - 300

Tab. 3.7: Resumo dos Parâmetros Físicos e Mecânicos dos Ensaios

CPTU	Profundidade (m)	Identificação	OCR	K₀	Su (KPa)	φ (°)	M₀ (MPa)	G₀ (MPa)
RG2	0.0 – 3.00	Misturas Arenosas	5– 230	1– 69	---	32 - 38	1 – 20	35 – 42
	3.00 – 3.60	Misturas Siltosas	6 – 7	1 – 2	80 - 100	---	9 – 11	55 - 60
	3.60 – 5.80	Misturas Arenosas	2 – 5	0.7 – 1	---	29 - 32	5 – 10	35 – 70
	5.80 – 8.00	Misturas Siltosas	0.9 – 4	0.5 – 1	20 – 100	---	2 – 10	20 – 25
	8.00 – 9.20	Argilas	0.7 – 0.9	<0.5	15 – 25	---	1 – 2	20 – 25
	9.20 – 24.80	Misturas Siltosas	0.7 – 2	<0.5	20 – 70	---	2 – 10	20 - 70
	24.80 – 27.20	Argilas	0.8 – 2	0.5 – 0.7	50 – 150	---	5 – 15	85 – 95
VA4	0.0 – 1.00	Areias	29 – 564	8 – 17	---	40 – 48	10 – 50	25 - 50
	1.00 – 5.80	Misturas Arenosas	3 – 10	1 – 3	---	30 – 34	5 – 15	20 – 45
	5.80 – 8.00	Misturas Siltosas	1 – 2	0.4 – 0.7	20 – 50	---	2 - 5	30 – 40
	8.00 – 13.40	Argilas	1 – 2	<0.5	15 – 50	---	1 – 6	15 – 35
	13.40 – 19.40	Misturas Arenosas	1 – 5	0.4 – 1	---	29 - 31	5 – 15	30 – 80
	19.40 – 20.80	Misturas Siltosas	1 – 2	0.5 – 0.8	90 – 120	---	10 – 15	100 - 120
	20.80 – 22.60	Misturas Arenosas	1 – 2	0.5 – 1	---	29 - 31	5 – 25	

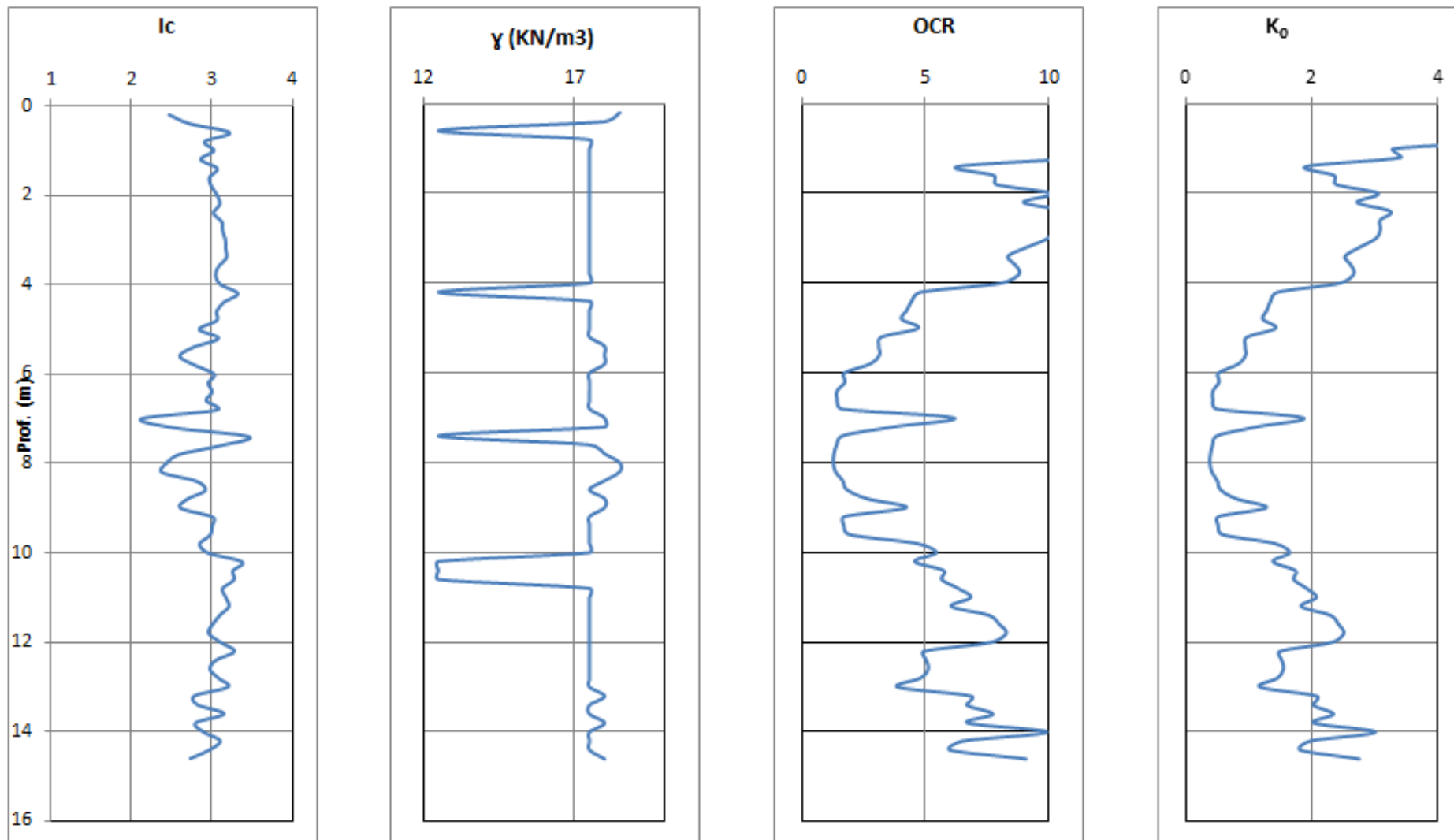


Fig. 3.12: Aspectos dos Perfis Relativos aos Parâmetros Físicos e Mecânicos do Ensaio Sondagem RA1

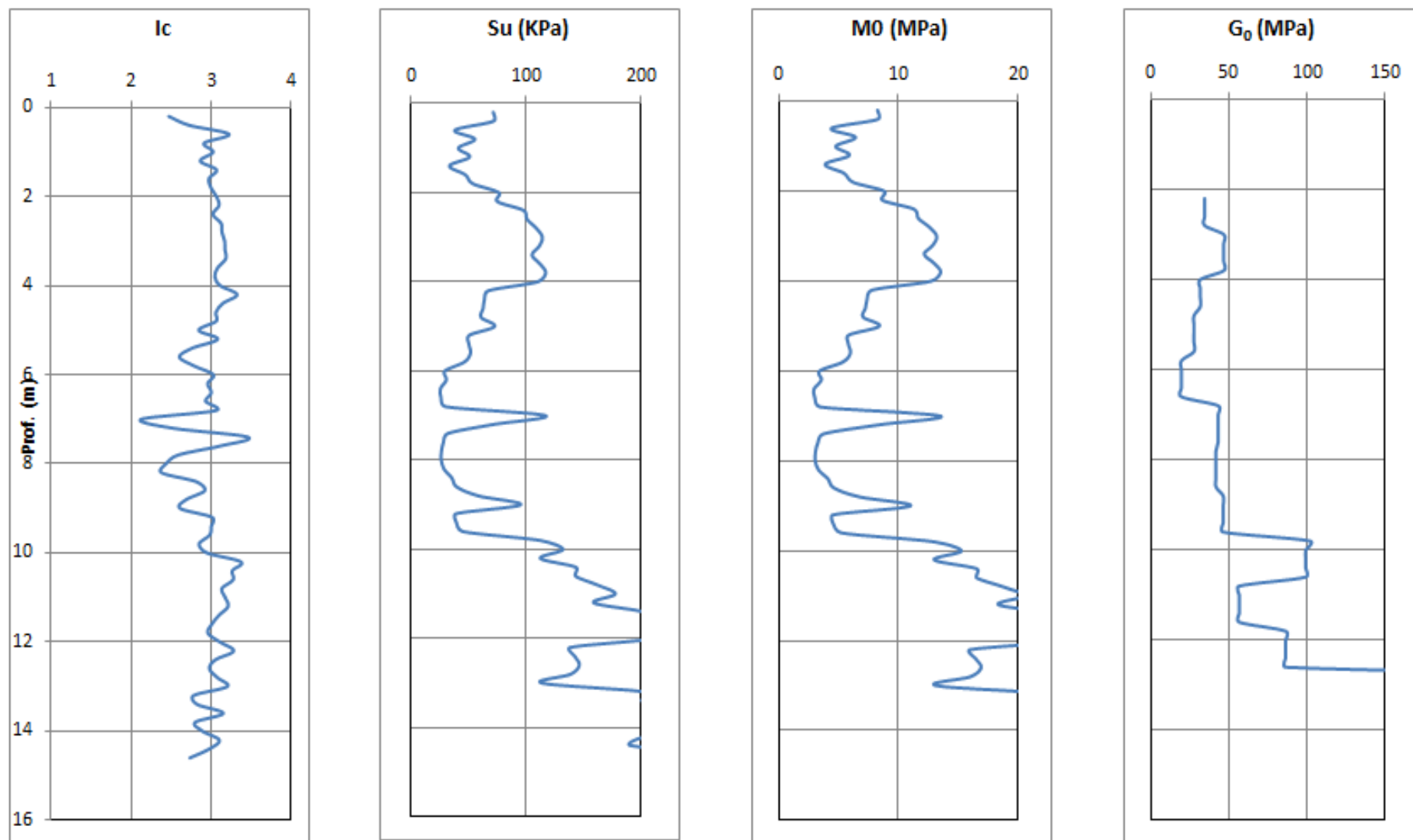


Fig. 3.13: Gráficos dos Perfis Relativos aos Parâmetros de Resistência do Ensaio RA1

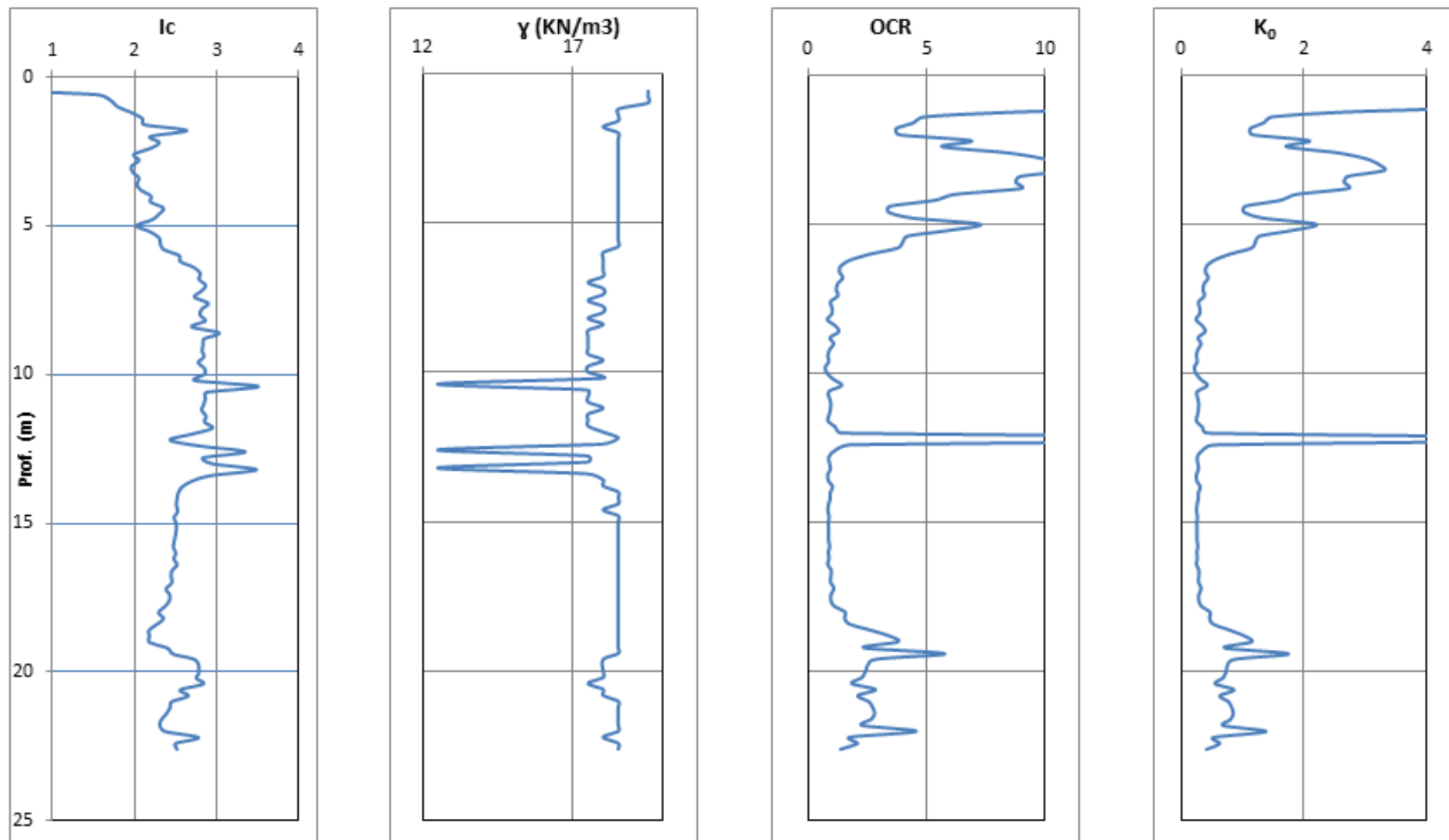


Fig. 3.14: Aspectos dos Perfis Relativos aos Parâmetros Físicos e Mecânicos do Ensaio VA4

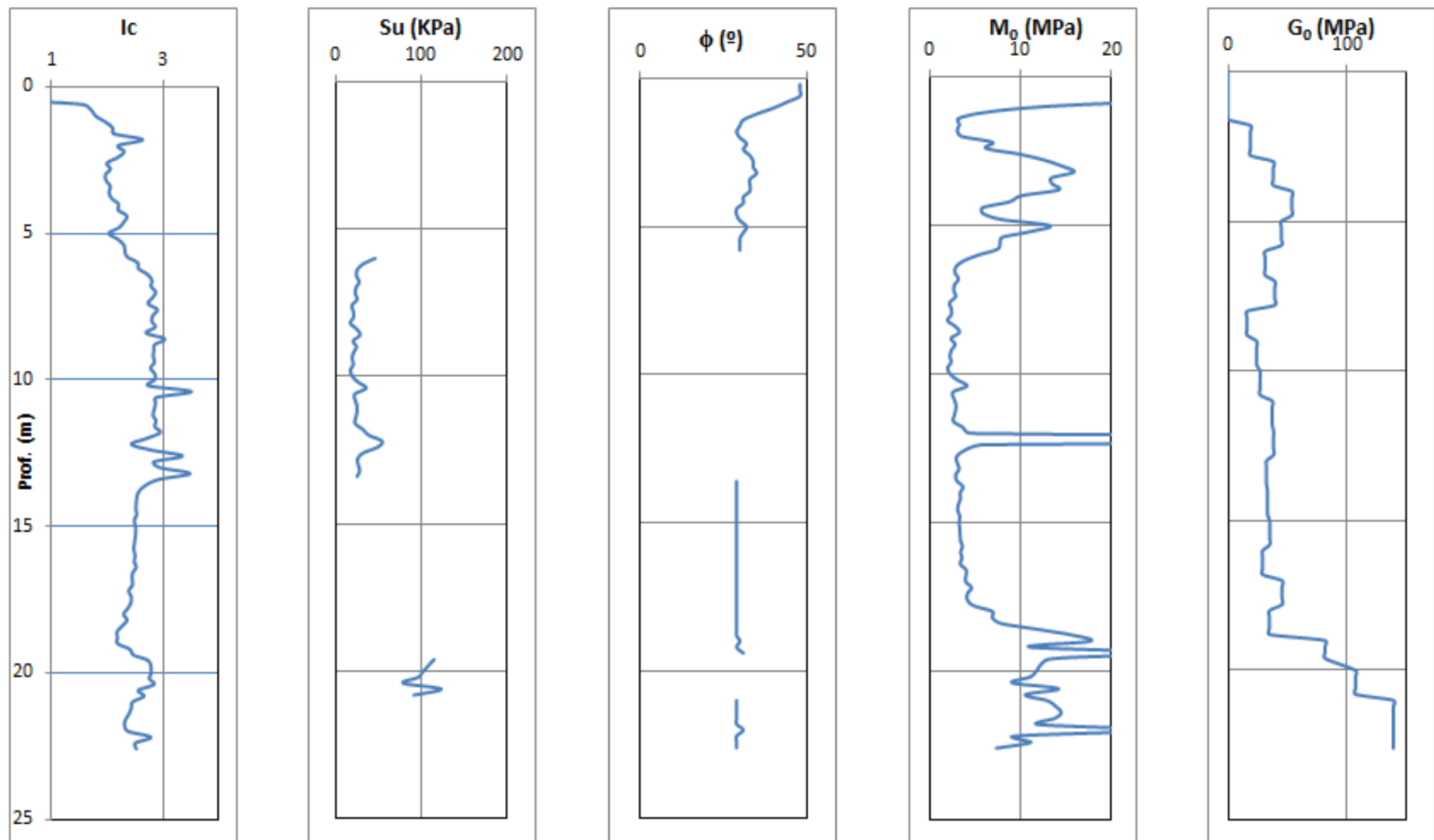


Fig. 3.15: Aspectos dos Perfis Relativos aos Parâmetros de Resistência do Ensaio VA4

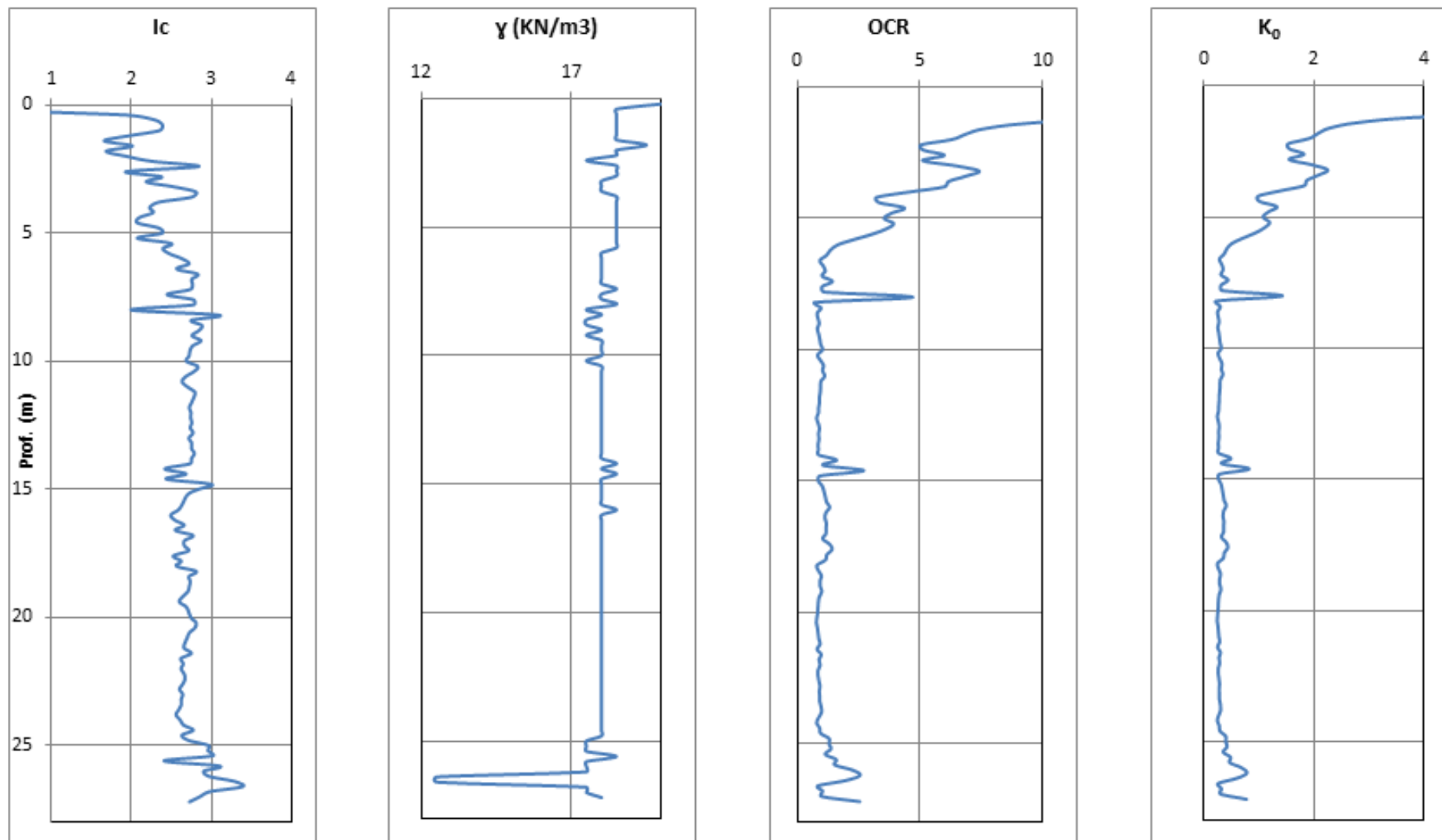


Fig.3.16: Aspectos dos Perfis Relativos aos Parâmetros Físicos e Mecânicos do Ensaio RG2

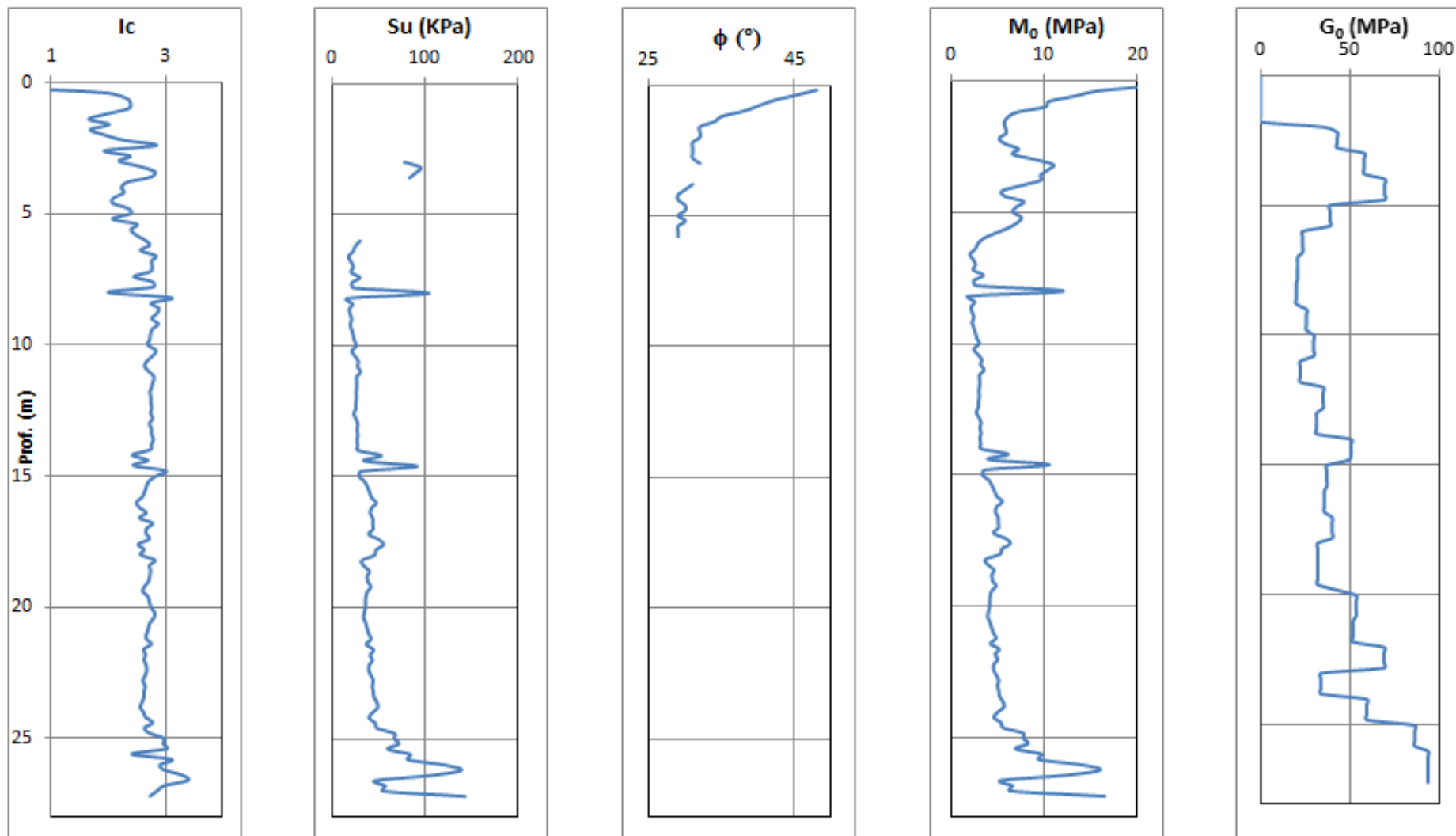


Fig. 3.17: Aspectos dos Perfis Relativos aos Parâmetros de Resistência do Ensaio RG2

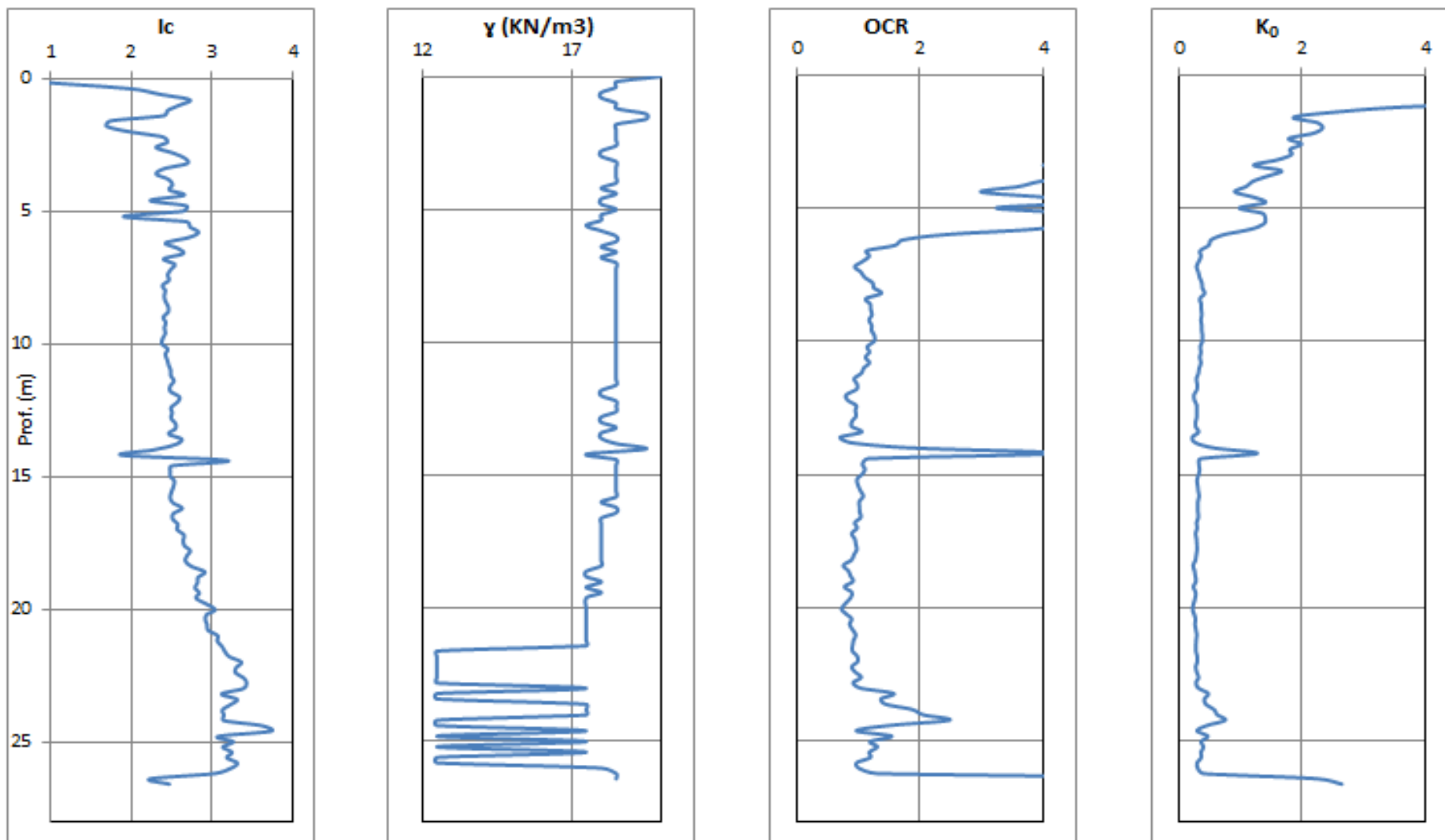


Fig. 3.18: Gráficos dos Perfis Relativos aos Parâmetros Físicos e Mecânicos do Ensaio RC2

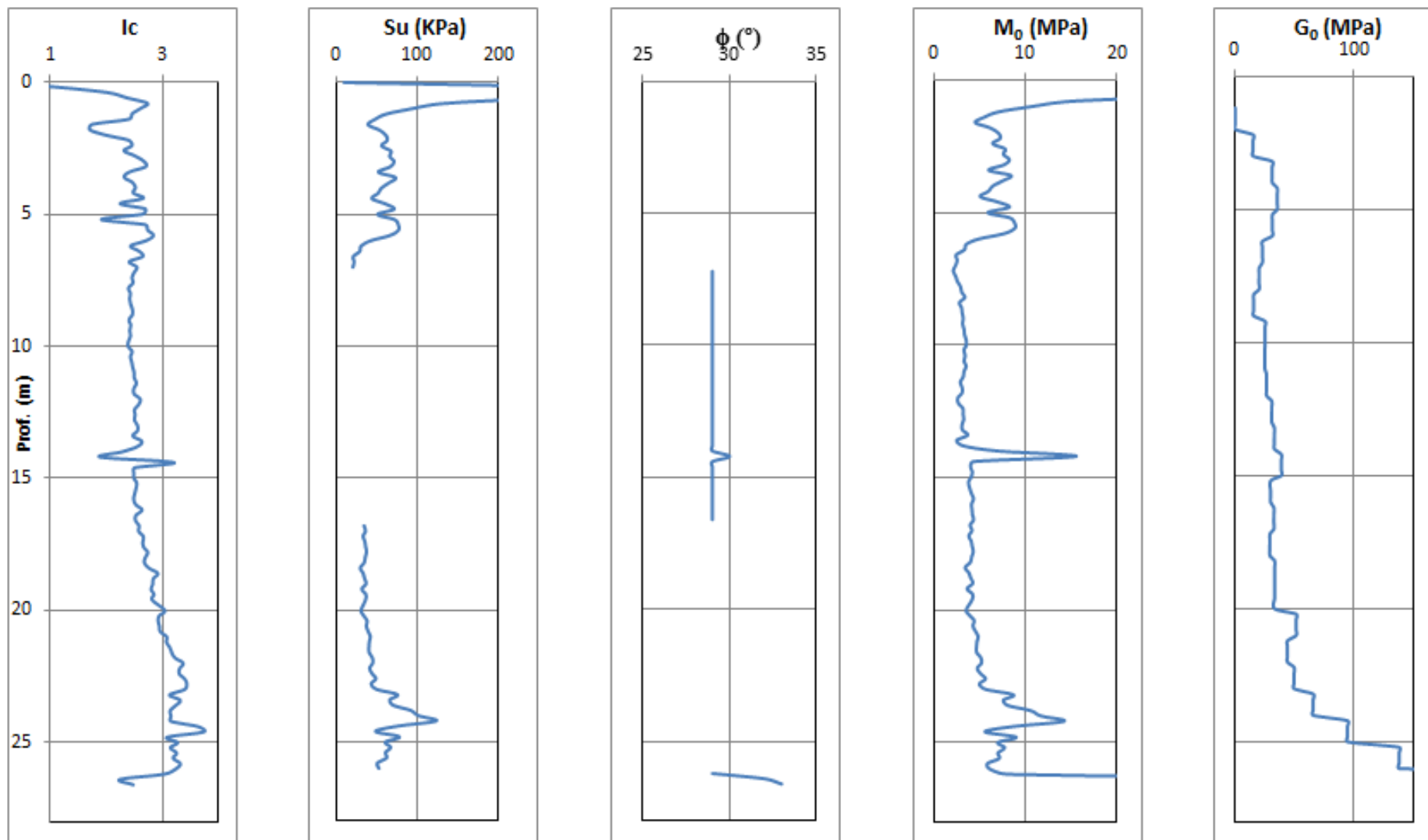


Fig. 3.19: Gráficos dos Perfis Relativos aos Parâmetros de Resistência do Ensaio RC2

A determinação destes parâmetros seguiu os seguintes critérios:

Baridade ou Peso Volúmico (γ): O valor da tensão efectiva vertical, é fundamental para avaliação dos ensaios CPTu, pelo que correcta avaliação do peso volúmico associado às diferentes unidades atravessadas interfere directamente com a qualidade dos resultados.

A determinação dos pesos volúnicos neste estudo foi feita com base nos valores de I_c .

OCR: a determinação do grau de sobreconsolidação com CPTu, foi feita recorrendo a proposta simplificado de Kulhawy and Mayne (1990), usando para tal as resistências de ponta e tensão vertical.

Módulo de Deformabilidade (M): Este parâmetro é o mais utilizado para representar a deformabilidade através dos ensaios CPTu.

Módulo Distorcional (G_0): Este módulo é tradicionalmente calculado recorrendo as ondas de corte (V_s), obtidas a partir dos ensaios sísmicos, sendo estes os ensaios de referência na sua determinação, e o peso volúmico. Deve notar-se que estes dois módulos não correspondem aos mesmos níveis de deformação, pelo que não são directamente comparáveis.

Coesão Não Drenada (S_u): Os valores deste parâmetro foram calculados usando a constante $N_k=14$, e para tal usando a expressão apresentada no segundo capítulo.

Ondas de Corte (V_s): Usado na determinação do módulo distorcional (G_0), pois juntamente com o peso volúmico é um factor que é introduzido directo na formulação deste parâmetro.

De seguida são apresentados os gráficos com os parâmetros mecânicos obtidos através das expressões apresentadas anteriormente.

A informação obtida em cada um dos ensaios revela consistência entre os parâmetros, nomeadamente com os valores obtidos entre os pares K_0 -OCR, OCR- S_u , S_u - M_0/G_0 . Com efeito, aos solos claramente sobreconsolidados ($OCR > 5$) correspondem valores de K_0 maior que 1 e resistência não drenada superior a 40% do valor da tensão efectiva vertical (típica de solos sobreconsolidados), módulos de deformabilidade confinados superiores a 10 MPa e módulos distorsionais superiores a 35 MPa. Ao contrário, quando os solos são normalmente consolidados (OCR igual a 1 ou 2), os valores de K_0 tendem aparecer enquadrados por 0,5 a 1, com resistência não drenada inferior a 40% da tensão efectiva vertical, módulos de deformabilidade confinados e distorsionais em geral inferiores respectivamente a 10 e 35 MPa.

Capítulo IV:

4.0 Análise e Discussão Dos Resultados

Partindo do conjunto de ensaios realizados, procurou-se estabelecer um zonamento geotécnico, uma vez que é esta a melhor forma de relacionar todos os dados com coerência. Para o efeito uma primeira divisão da informação foi efectuada partindo dos tipos de solos presentes identificados através de Ic (perspectiva geológica). Neste contexto consideraram-se 4 grupos geológicos, nomeadamente solos argilosos, misturas de silte e argila, misturas arenosas e siltosas e solos arenosos. Em seguida, procurou-se dividir cada um destes grupos de solos a partir dos resultados obtidos da resistência de ponta corrigida (qt) e do atrito lateral unitário (perspectiva geotécnica). Deste modo, no final foram estabelecidos 9 grupos geotécnicos, 4 de solos argilosos (G1A, G1B, G1C e G1D), 2 de misturas de siltes e argilas (G2A e G2B), 2 de misturas arenosas (G3A e G3B) e um de solos arenosos (G4). Na Figura 4.1 apresenta-se o zonamento geotécnico resultante deste conjunto de ensaios, diferenciando-se por graduação de cores os horizontes pertencentes ao mesmo tipo litológico (verde para solos argilosos, laranja para as misturas silto-argilosas, azuis claros para as misturas arenosas e azul escuro para o solo arenoso). Com base neste zonamento, procurou-se estabelecer intervalos coerentes dos diferentes parâmetros interessados na análise, os quais se apresentam na Tabela 4.1.

De acordo com este zonamento é possível verificar a existência de uma deposição bastante complexa, com solos coesivos e granulares inter-estratificados, reflectindo diferentes fases de deposição. Com efeito verifica-se a existência de uma zona central (VA4 e RG2, G4 e G3A) constituída por solos de natureza arenosa até profundidades da ordem dos 5,0m a qual se encontra ladeada por solos argilosos (RA1, G1B) e solos silto-argilosos (RC2, G2B). Este conjunto assenta sobre uma unidade de solos argilo-siltosos (G2A e G2B) que se desenvolve até cerca dos 8,0m de profundidade, evoluindo a partir daí para uma unidade argilosa (RA1, VA4 e RG2; G1A e G1D) que confina um outro horizonte de permeabilidade mais elevada (G3A e G2A). Finalmente esta unidade encontra-se limitada inferiormente por nova unidade argilosa (G1C), embora esta só tenha sido detectada nos ensaios que foram a profundidades superiores a 25m (RG2 e RC2).

Por outro lado, este modelo geológico parece enquadrar a existência de pressões de água elevadas em horizontes cativos. Com efeito, os horizontes detectados em RA1

encontram-se apenas parcialmente saturados enquanto na outra extremidade (RC2, G2B e G2 A) a evolução da pressão de água segue em geral a pressão resultante da altura da coluna de água. O horizonte G3A, encontra-se confinado superiormente (G1A e G1D) e inferiormente (G1C) por unidades argilosas pelo que a pressão de água nos poros é claramente superior à pressão neutra resultante do peso da coluna de água. Finalmente, o nível de solos granulares existentes na parte superficial da zona central corresponde claramente a um nível suspenso.

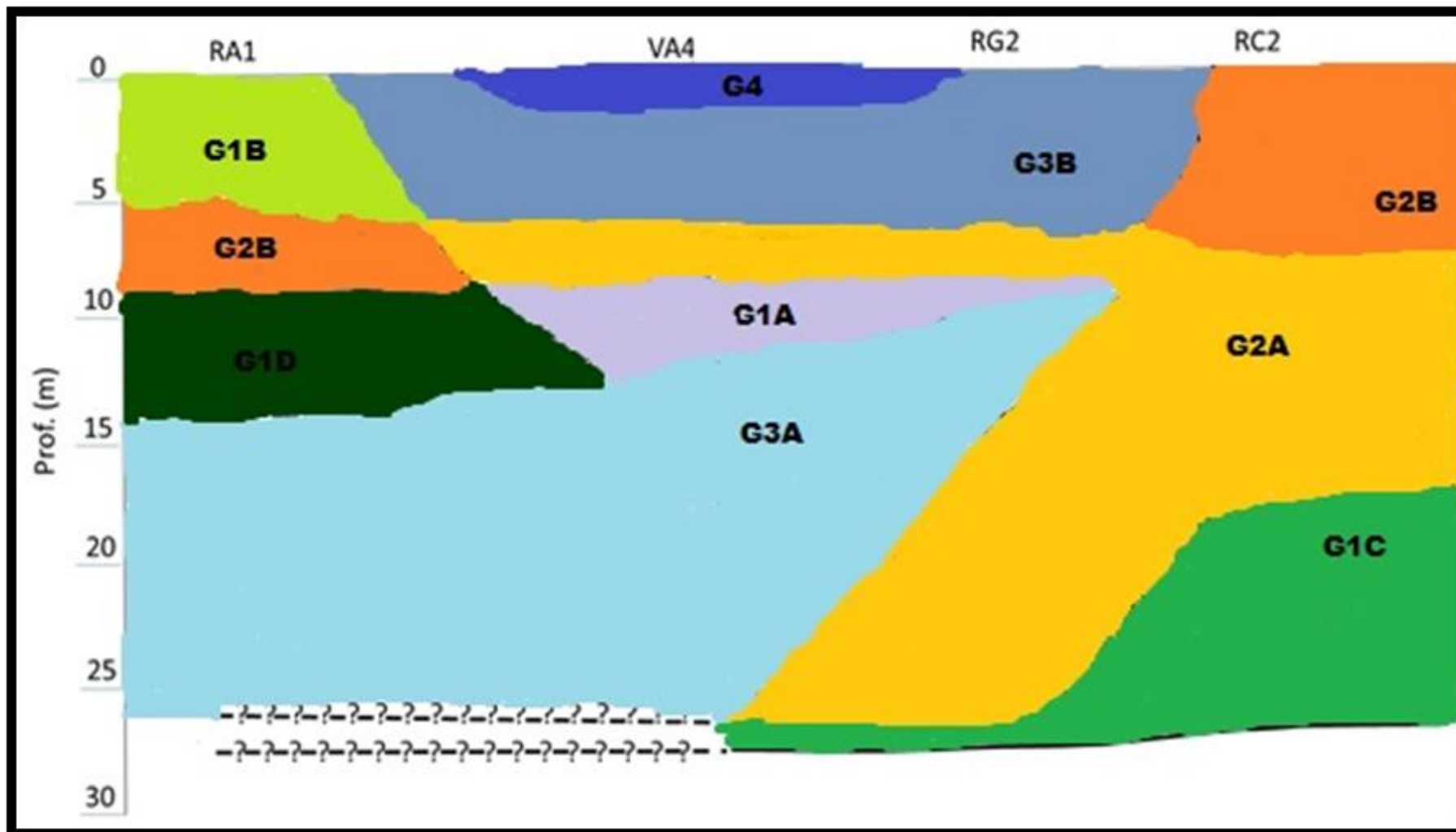


Fig. 4.1: Esquema do Zonamento Geotécnico (Autor, 2014)



Fig. 4.2: Legenda do Esquema de Zonamento Geotécnico (Autor, 2014)

Sob o ponto de vista de capacidade mecânica (e consequentemente dos parâmetros que lhe estão associados), verifica-se que os solos mais superficiais (tanto argilosos como arenosos) se encontram endurecidos pela variação dos níveis freáticos correspondendo a solos sobreconsolidados (OCR superior a 1). As unidades mais fracas (G1A, G2A, G3A) tendem a aparecer na zona central sob as unidades arenosas que permitem a acumulação de água e sua penetração nos horizontes inferiores. Por sua vez, o coeficiente de impulso em repouso tende a seguir este padrão, com valores nas zonas sobreconsolidadas que podem variar entre 1 e 3, enquanto as zonas mais fracas tendem a evidenciar valores entre 0,4 e 1,0 (valores mais baixos do que estes são considerados anómalos, provavelmente resultando da menor apetência deste ensaio para essa determinação).

Sob o ponto de vista de resistência os solos argilosos são caracterizados através da sua resistência não drenada enquanto os solos de natureza granular se traduzem através do seu ângulo de atrito. No primeiro caso, o perfil de resistência (não drenada) tende a seguir o perfil de OCR, isto é com valores mais altos no início que tendem depois a baixar até começarem a evoluir linearmente com a profundidade. No que respeita aos ângulos de atrito, verifica-se que estes são muito elevados junto à superfície (40 a 48⁰), passando depois por uma transição (30 a 38⁰), acabando por estabilizar para valores da ordem de 30⁰.

Tab. 4.1: Parametrização Geotécnica

Horizonte	I _c	q _t (MPa)	f _s (KPa)	u ₂ (kPa)	K ₀	OCR	Su (KPa) (Su/σ'v ₀)	φ (°)	M ₀ (MPa)	G ₀ (MPa)
G1A	2.8 – 3.0	0.4 – 0.6	0 – 3	20 – 150	0.2 – 0.4	1 – 2	15 – 50 (xx-xx)	---	1 – 6	15 – 35
G1B	2.9 – 3.3	0.5 – 1.5	50 – 150	< 5	1 – 14	>5	30 – 100	---	4 – 10	25 – 50
G1C	2.9 – 3.7	1.0 – 2.5	15 – 60	200 – 600	0.3 – 0.7	1 – 2	50 – 150	---	5 – 15	30 – 130
G1D	2.8 – 3.4	2.0 – 4.0	100 – 200	(-25) – 55	0.5 – 3.0	1 – 9	50 – 300	---	5 – 35	50 – 80
G2A	2.3 – 2.8	0.5 – 1.0	0 – 10	Cresce com profundidade	0.2 – 0.5	1 – 2	20 – 70	---	2 – 10	10 – 35
G2B	1.9 – 2.5	0.5 – 1.5	5 – 35	(-55) – 35	0.3 – 0.7	1 – 40	10 – 130	---	10 – 40	15 – 70
G3A	2.1 – 2.5	0.5 – 1.0	1.5 – 25	300 - 600	0.5 – 1.0	1 – 5	---	29 - 31	5 – 25	30 – 80
G3B	1.7 – 2.6	0.5 – 2.0	10 – 75	Cresce com profundidade	0.7 – 3.0	2 – 200	---	30 - 38	5 – 20	20 – 70
G4	1.5 – 1.8	1.0 – 7.0	25 – 100	< 0	>3.0	>20	---	40 – 48	10 – 50	25 – 50

Finalmente, os parâmetros de deformabilidade seguem idêntica tendência, quer seja considerado o módulo confinado (M) ou o módulo de muito pequenas deformações (G₀). Em regra os solos finos (argilosos e misturas siltosas) evidenciam valores do módulo confinado inferiores a 10 MPa nos horizontes mais fracos e superiores a este valor até 40 MPa nos horizontes de maior capacidade. No caso dos horizontes de natureza granular os solos globalmente tendem a enquadrar-se entre 5 e 50 MPa, relativamente ao módulo confinado. Os valores do módulo de pequenas deformações ou módulo distorsional seguem a mesma tendência, embora com a fronteira situada nos 35 MPa. Mais uma vez se faz notar que estes dois módulos estão associados a níveis de deformação distintas e por isso não directamente comparáveis, sendo essa a razão para o módulo confinado apresentar valores mais reduzidos que o módulo distorsional.

Capítulo V:

5.0 Conclusões do Trabalho

O trabalho aqui apresentado permitiu verificar a apetência do ensaio SCPTu na caracterização de solos brandos. De acordo com esse trabalho é possível estabelecer o seguinte conjunto de conclusões:

- a) O ensaio CPTu é um ensaio relativamente simples de executar e permite a obtenção de informação de resistência e da pressão da água nos poros. A existência de um módulo sísmico torna o ensaio mais completo, uma vez que permite a avaliação com elevado rigor da deformabilidade;
- b) A identificação dos solos revela-se precisa e constitui uma referência importante na interpretação dos parâmetros geotécnicos. Dá-se relevo, neste contexto, à metodologia numérica de identificação (Ic), quer pela sua maior facilidade de representação em perfil, quer pela possibilidade de ser introduzida em formas de cálculo;
- c) Permite a obtenção de informação (umas com mais rigor outras apenas como aproximações mais grosseiras) relativamente aos principais domínios do comportamento mecânico, nomeadamente estado de tensão (K_0), história de tensões (OCR), resistência (resistência não drenada, S_u , de solos argilosos e o ângulo de atrito (ϕ) de solos arenosos) e módulos de deformabilidade (confinado, M_0 e de cisalhamento, G_0);
- d) A introdução do módulo sísmico (ensaio SCPTu) é uma importante mais-valia na capacidade do ensaio uma vez que introduz um salto importante na avaliação da deformabilidade. Neste caso a avaliação da deformabilidade é feita com suporte na teoria de elasticidade, enquanto no caso do ensaio tradicional esta avaliação é feita de forma empírica e apoiada no momento da rotura, claramente distanciada do domínio elástico que o módulo pretende representar;
- e) O ensaio revela uma importante repetibilidade, sendo relativamente fácil encontrar pontos de convergência entre solos da mesma natureza e consistência (importante no estabelecimento de zonamentos);
- f) A dedução paramétrica revela consistência entre os diferentes parâmetros obtidos, isto é, estado e história de tensões, resistência e deformabilidade são coerentes entre si;

- g) Finalmente, a experiência revela também a enorme mais-valia que pode constituir o conhecimento aprofundado dos comportamentos mecânico dos solos, claramente superior áquilo que se consegue com as campanhas tradicionais baseadas em simples sondagens e (quando existem) ensaios SPT que não podem constituir mais do que uma estimativa grosseira do comportamento básico.

Capítulo VI: Bibliografia e Web-grafia

1. BEGEMANN, H. K. S. Improved Method of Determining Resistance to Adhesion by Sounding Through a Loose Plug Behind The Cone. Proceedings of The 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Vol. 1, 1986.
2. BEGEMANN, H. K. S. The friction Jacket Cone as an aid in Determining the Soil Profile. Proceedings on the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Volume 1, 1965.
3. BIBLIOTECAS da UA Referências Bibliográficas, normas e estilos Manual norma Portuguesa NP 405, 2010.
4. BJERRUM, L. FLODIN, N. Development of soil mechanics in Sweden 1900-1925.
5. BUSTAMANTE, M., and L. GIANESELLI. Pile Bearing Capacity Predictions by Means of Static Penetrometer CPT. Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, Vol. 2, 1982.
6. BUTCHER, A. P. et al. Seismic Cone Down-hole Procedure to Measure Shear Wave Velocity – The International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2005.
7. CALLISTER, Jr., W.D. Materials Science and Engineering. 7^o ed. New York: John Wiley & Sons, Inc, 2007.
8. CAMPANELA, R.G.; et al. Pore Pressure During Cone Penetration Testing, In. Proc., 2^o ESOPT, Amsterdam, Vol. 2, 1982.
9. CAMPANELLA, R. G., STEWART, W. P. Seismic cone Analysis Using Digital Signal Processing for Dynamic Site Characterization, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 29, 1992.
10. CRUZ, N. B. F. Modelling Geomechanics of Residual Soils With DMT Tests, Tese de Doutorado, 2010.
11. DANZINGER, F. A. B.; SCHNAID, F., Ensaios de Piezocone: Procedimentos, Recomendações e Interpretações. Conferencia SEFE IV/BIC I, Vol. 3, 2000.
12. DE MIO, G. Condicionantes Geológicas na Interpretação de Ensaios de Piezocone Para Identificação na Investigação Geotécnica e Geoambiental (Tese Doutoral), 2005.

13. DOUGLAS, B. J., & OLSEN, R. S. Soil Classification Using Electric Cone Penetrometer. Cone Penetration Testing and Experience, 1981. Proceedings of the ASCE National Convention, St. Louis.
14. DURGUNOGLU, H. T., & MITCHELL, J. K. Static Penetration Resistance of Soils. Proceedings of the ASCE Specialty Conference on in Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, 1975.
15. FERREIRA, C. Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidades de ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. Dissertação de Mestrado – Universidade do Porto, 2003.
16. FERREIRA, N. Serra da Estrela – Geodiversidade e Património Geológico. Livro de Actas das VIII Jornadas sobre Conservação da Natureza: Áreas Protegidas e Educação para o Desenvolvimento Sustentável. FAPAS. (Seia, Abril 2007).
17. Geotechnique, vol. 10.
18. GIACHETTI, H. L. Ensaios in situ para Determinação de Parâmetros Geotécnicos do Solo, relatórios de Pesquisa no Exterior, Fapesp, Prop. Nº 97-0859-7, 4 vol, 1999.
19. http://geo.web.ua.pt/index.php?option=com_content&view=article&id=171: (acessado dia 23 de Maio de 2014).
20. <http://www.comunitexto.com.br/ensaios-cpt-e-cptu-um-pouco-de-historia/#.U4dia57-uTs> – portal de Oficina de Textos, (acessado dia 29 de Maio 2014).
21. JEFFERIES, M. G., & DAVIES, M. P. Use CPTu to estimate Equivalent SPT N60, Geotechnical Testing Journal, 16(4), 1993.
22. JOHN, D. J., et al, R.D. Photonic Crystals: Molding the Flow of Light. 2nd ed. Princeton NJ: Princeton University Press, 2008.
23. KEARKEY, P. Geofísica de Exploração, Tradução de Maria Cristina Moreira Coelho – São Paulo, 2009.
24. KULHAWY, F. H. et al. Transmission Line Structure Foundation for Uplift-Compression Loading, Electric Power research institute, 1983.
25. KULHAWY, F.H. and MAYNE, P.W. Manual on estimating soil properties for foundation design. Report EL-6800, Electric Power Research Institute, 1990. Palo Alto.

26. LOPES, M. P. Slides da aula (disponíveis no blackboard), 2008.
27. LUNNE, T. CHRISTOPHERSEN, H. “Interpretation of piezocone data for offshore sands”. Proc. of the Offshore Technology Conference, 1983. Paper nº 4464. Richardson, Texas, USA.
28. LUNNE, T., et al. Laboratory and Field Evaluation of Cone Penetrometers. Use in-situ Test in Geotechnical Engineering (GSP 6), American Society of Civil Engineers. Reston, 1986.
29. LUNNE, T; et al. Cone penetration testing in geotechnical practice, 1997. Londres: Blackie Academic & Professional.
30. MARCHETTI, S. On The Field Determination of K_0 in Sand. Panel discussion at the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1998. Balkema Pub, Rotterdam.
31. MAYNE, P. W., & R. G. CAMPANELLA. Versatile Site Characterization by Seismic Piezocone, Proceedings 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 2 Rotterdam, 2005.
32. MAYNE, P. W., RIX, J. G. G_{\max} - q_c Relationship for Clays. Geotechnical Testing Journal, 1993, Vol. 16.
33. MITCHELL, J. K., & W. S. GARDNER. In Situ Measurement of Volume Change Characteristics. Proceedings of the ASCE Specialty Conference of In Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, 2.2, 19725.
34. OLSSON, J. Statistiska Studier over den aktenskapeliga fruktsamheten med sarskild hansyn till dess beroende av den sociala stallningen. Edição Goteborg Gumpert, 1918.
35. PENNA, Damasco. Engenharia Geotécnica – artigo científico (acessado em www.damascopenna.com.br, dia 20 de Maio 2014).
36. ROBERTSON, P. K; et al. SPT-CPT Correlations, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 1983. Specialty Conference, ASCE, Blacksburg.
37. ROBERTSON, P. K. Soil Classification Using The Cone Penetration Test., Canadian Geotechnical Journal, 1990.
38. ROBERTSON, P. K; & CABAL K. L. Guide to Cone Penetration Testing For Geotechnical Engineering, 4th Edition, July 2010.
39. ROCHA, R. Caracterização de Solos Aluvionares com Ensaio Laboratoriais e *in situ*. Aveiro: Universidade de Aveiro, 2005.

40. RODRIGUES, C. M. G. Metodologia alternativa de execução dos ensaios SCPTu com selecção da fonte sísmica e condições de ensaio. In: Actas do 12º Congresso Nacional Geotecnia. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 2010.
41. RODRIGUEZ, G. T., Caracterização Geotécnica de um Solo De Diabásio Por Meio de Ensaio SPT e CPT – Dissertação de Mestrado – 2013.
42. SABATINI, P. J., et all. Report N° FHWA-IF-02-034. Geotechnical Engineering Circular no 5. Evalutin of soil and Rock Properities. GeoSyntec Consultants. Washington, DC. 2000.
43. SCHNAID, F. Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.
44. SCHMERTMANN, J.H. Guidelines for cone penetration test, performance, and design. Federal Highway Administration, FHWA, Report TS-78-209, Washington, 1979.
45. SCHNAID, F.; et al. Aspects of Cone Penetration in Natural Weakly-Cemented Deposits, In: Geotechnical Site Characterization, Proc. vol 2, 1998.
46. SENNESET, K., et al. “Piezocone tests in silty soils”. Proc. of Int. Symposium on Penetration Testing, 1988, ISOPT-I, Vol. 2, Orlando (USA). Balkema.
47. SENNESET, K.; JANBU, N. “Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests”. Symposium Strength Testing Marine Sediments: Laboratory and In-situ Measurements, 1984 (ASTM 04-883 000-38), San Diego.
48. VALLEJO, L. I. G. de; At all. Ingeniería Geológica. Madrid, Edição: Pearson Educación, 2002.
49. VESIC, Expansion of Cavities in Infinitive Soil mass, Journal of The Soil mechanics and Foundations Divison 98, 1972.
50. ZBYSZEWSKI, G. e ASSUNÇÃO, C. F. T. Carta Geológica de Portugal na Escala de 1:50 000, Noticia Explicativa da Folha 30-D – Alenquer, Edição: Serviços Geológicos de Portugal, 1965.